Revista

CIENCIA

Sumario

Volumen 13, número 2, 2010

Revista Semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.
ISSN 1390-1117

ESPE, Quito – Ecuador

ISSN 1390-1117

PRIMERAS EXPERIENCIAS DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS PRODUCIDOS EN EL ECUADOR

Roberto Aguiar Falconí[(1)], Marco Auqui[(1)], Nelson Garzón[(2)], Francisco Navas[(3)]

[(1)]Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
raguiaraa@espe.edu.ec

[(2)]Gerente General de PLAMEC
Plástico-Metal-Caucho
plamec@hotmail.com

[(3)]Laboratorio de Mecánica de Materiales
Escuela Politécnica del Ejército

RESUMEN

Se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en dos aisladores Elastoméricos. Se ha determinado el factor de amortiguamiento, la rigidez lateral y el módulo de corte para diferentes deformaciones de la goma y diferentes frecuencias de excitación.

La mejor opción para que una estructura tenga un gran comportamiento sísmico es que tenga aisladores de base o disipadores de energía. Por este motivo es que en el **Ce**ntro de **In**vestigaciones **Ci**entíficas, CEINCI-ESPE, se inicio en el 2006 las investigaciones en este campo y ahora con el concurso de la empresa privada se ha podido construir y ensayar los primeros aisladores elastoméricos.

ABSTRACT

We present the results of laboratory tests in Elastomeric Isolator. We have determined the damping factor, the lateral stiffness and the shear modulus for different deformations of the rubber and different excitation frequencies.

The best option to have a great seismic behavior in a structure is to have base isolators or energy sinks. For this reason, in the Scientific Research Center, CEINCI-ESPE, in 2006 research were pioneered in this field and now with support of private enterprise, it has been able to build and test the first isolator made in Ecuador.

1. INTRODUCCIÓN

En el mega sismo de Chile, del 27 de febrero de 2010 cuya magnitud fue $M_W = 8.8$ varios edificios de hormigón armado, ubicados en Santiago de Chile, con muros de corte sufrieron gran daño. En la figura 1 solo se presenta el caso de dos edificios.



Figura 1 Fallas en edificios con muros de corte durante el sismo de Chile de 2010.

En la parte superior izquierda, de la figura 1, se muestra un edificio muy ***esbelto***, con muros de corte en forma de " L" , " T ".En la parte superior derecha se observa uno de los muros de corte de la planta baja, con una falla muy pronunciada a flexo compresión. Los edificios esbeltos no son adecuados en zonas sísmicas y más aún si es irregular en planta como en el presente caso. Aguiar (2010)

En la parte inferior izquierda de la figura 1 se presenta otro edificio con muro de corte en el cual se presenta la falla por ***deslizamiento-cizalla***. En el gráfico de la derecha se aprecia

mejor esta falla debido a que el muro al moverse en los dos sentidos tritura al hormigón quedando las varillas expuestas y con el peso propio llegan a fallar el hierro. Probablemente este edificio fue diseñado con un valor de reducción de las fuerzas sísmicas R muy alto que condujo a tener armadura horizontal y vertical baja.



Figura 2 Hospital Militar con aisladores de base elastoméricos.

En contraste con el mal comportamiento de algunos edificios, hay otros con aisladores de base o disipadores de energía que tuvieron un gran comportamiento durante el sismo de 2007, en Santiago de Chile. Entre ellos se tiene el Hospital Militar cuya fachada se muestra en la parte superior de la figura 2, a la izquierda se observa que es una estructura irregular en elevación ya que tiene un voladizo muy pronunciado en su fachada; a la derecha en cambio se aprecia una columna circular a la cual no le llegan las vigas en uno de los pisos por motivos arquitectónicos, esto no es aconsejable hacer en zonas sísmicas.

En el subsuelo del hospital existe un parqueadero, fotografía inferior de la figura 2, con lo que se hace más vulnerable la estructura ya que se tendría la falla denominada ***piso blando***. Pero este edificio fue construido con aisladores de base elastoméricos y tuvo un excelente

comportamiento durante el sismo a tal punto que sus ocupantes la noche del 27 de febrero de 2010 pensaban que se trataba de un temblor al cual están muy acostumbrados.

Sobre la columna B9 de la figura 2 se ha colocado el aislador de base, en el parqueadero del Hospital Militar. Nótese que hay dos ejes de vigas, una debajo de los aisladores y otra encima de los aisladores; todo esto para que trabajen como un todo.

2. AISLADOR ELASTOMÉRICO CON PERNO PASADO

En Aguiar *et al*. (2008) se presenta la forma como se realiza el análisis sísmico de estructuras sobre aisladores de base elastoméricos. También se indica la existencia de aisladores sin núcleo de plomo y con núcleo de plomo y las ventajas que conlleva su empleo. Los aisladores elastoméricos, son una especie de sánduche vulcanizado de goma y acero y en sus partes externas se tiene una placa de acero de mayor dimensión con sus respectivos orificios por donde pasan los pernos de anclaje superior e inferior que conectan a la estructura.

En la figura 3 se muestra el prototipo del aislador elastomérico ensayado, el mismo que está compuesto por 6 capas de goma de 9 mm. y las dos exteriores son de 11 mm, de espesor e intercaladas con 7 placas de acero de 2 mm., de espesor. De tal manera que la altura solo de las gomas es de 76 mm. En la parte superior e inferior se tiene una placa de acero de 1.5 cm., de espesor. La figura 3 corresponde a un corte del aislador para mostrar que en la parte central existe un agujero para el ***perno pasante*** que tiene 19 mm., de diámetro, el mismo que en la parte exterior está soldado a la placa de acero.

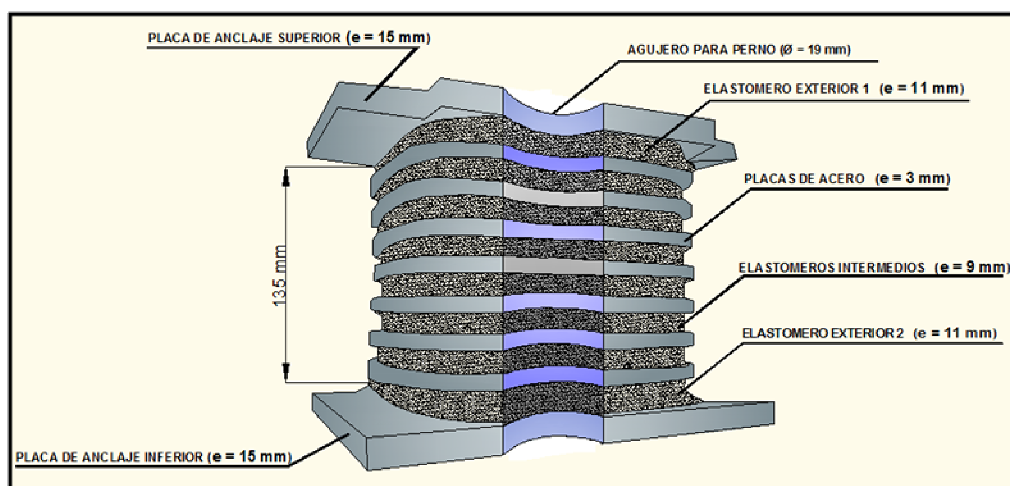


Figura 3 Geometría de Aislador ensayado.

Para la fabricación del prototipo se utilizó un compuesto de caucho sintético de primera calidad, el cual a su vez permite soportar altas cargas dinámicas, tracción, fricción, desgaste con Shore A 65 $\pm$ 5. La fabricación química para llegar a este compuesto se resumen en: Caucho sintético en un 80 %; reciclado de llantas usadas (carga) reemplazando al caolín en 10%; Químicos y otros en un 10 %. Este es el primer aislador elastomérico fabricado en el Ecuador, que como se verá más adelante no tuvo un comportamiento adecuado en el laboratorio razón por la cual se procedió a construir otro aislador en el cual se mejoró la calidad de la goma, se cambió el perno pasado por un perno macizo y con este aislador se obtuvo mejores resultados.

A la izquierda de la figura 4 se aprecia el prototipo, la forma de las placas externas responde a la forma como se va a adaptar el prototipo a la máquina en la cual se realiza el ensayo. A la derecha se observa el ***perno pasante*** que se lo colocó como una especie de núcleo pero el objetivo fundamental era darle mayor fijeza al aislador. Los ensayos que a continuación se indican se realizaron en el aislador ***sin y con el perno pasante***.

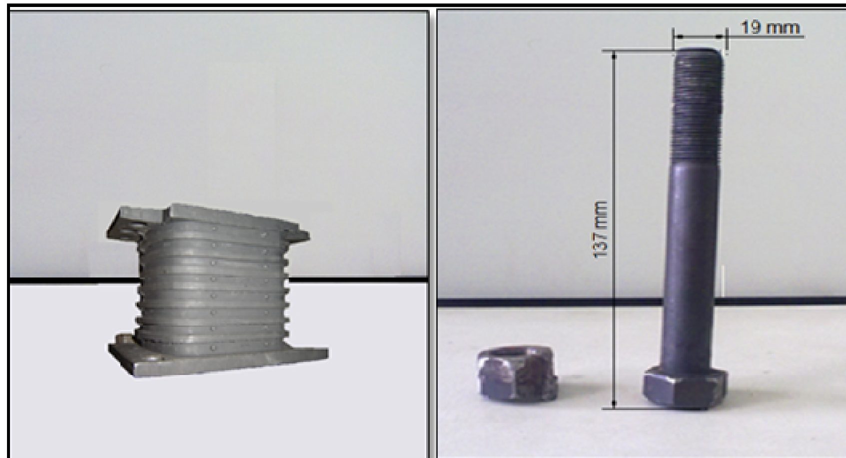


Figura 4 Aislador elastomérico prototipo y perno utilizado como núcleo.

3. AISLADOR ELASTOMÉRICO CON PERNO MACIZO

En la figura 5 se indican los dos prototipos ensayados. Como se indicó el primero es con perno pasado y el segundo con perno macizo. Precisamente en la figura superior se aprecia a la izquierda el aislador con el perno pasado el mismo que fue soldado a la placa de acero; el aislador funcionó bastante bien hasta que se rompió la suelda; por ese motivo se volvió a construir otro aislador con las mismas propiedades y características del primero pero ahora se dejó un perno macizo pasado el mismo que se vulcanizó, es por eso que en la figura de la derecha se aprecia la goma que está vulcanizada, ya no se utilizó suelda.



Figura 5 Prototipos de aisladores de base ensayados.

Por cierto, las fotografías fueron tomadas después de haber realizado los ensayos por ese motivo es que están un poco despintadas. En la parte inferior de la figura 5 se muestra una vista lateral de los dos aisladores, aparentemente parece que no tuvieron daño pero si lo tuvieron, durante los ensayos la goma empezó a figurarse pero claro está que una vez terminado el ensayo se cierran las fisuras y aparentemente da la impresión de que están muy bien.

4. FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO Y RIGIDEZ

El factor de amortiguamiento ξ y la rigidez horizontal del aislador k_H se obtienen de la curva de histéresis, de la siguiente manera. A la izquierda de la figura 6 se muestra la máxima energía elástica que absorbe el aislador, E_S; y a la derecha se muestra la energía disipada por el aislador en un ciclo de histéresis, sea E_D esta energía. En Aguiar (2002) se presenta la deducción de la ecuación con la cual se obtiene ξ.

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \qquad (1)$$

Donde ξ es el factor de amortiguamiento del aislador; E_S es la energía de deformación elástica; E_D es la energía de deformación disipada inelasticamente.

La rigidez secante k_H se obtiene como el cuociente entre la fuerza máxima en un ciclo de histéresis dividido para la deformación máxima. Con la nomenclatuda indicada a la derecha de la figura 6 se tiene:

$$k_H^+ = \frac{F_{max}^+}{d_{max}^+} \qquad k_H^- = \frac{F_{max}^-}{d_{max}^-} \qquad k_H = \frac{k_H^+ + k_H^-}{2} \qquad (2)$$

El significado de las variables que intervienen en la ecuación (2) están indicados en la figura 6, a la derecha.

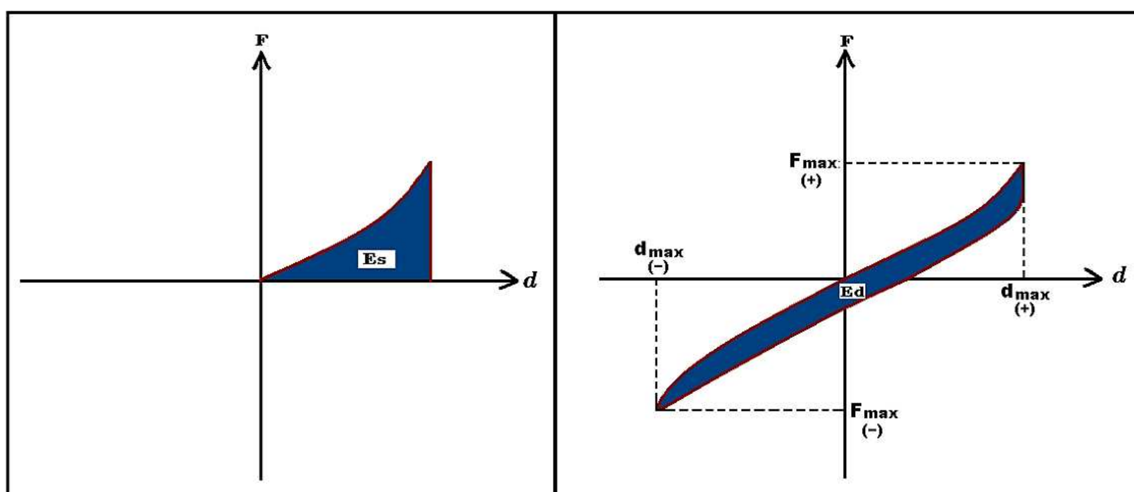


Figura 6 Diagrama de histéresis y energías elástica e inelástica.

5. ENSAYOS REALIZADOS EN AISLADOR CON PERNO PASADO

El aislador de base fue sometido a cargas cíclicas armónicas en la que se varía la frecuencia de vibración Ω; para deformaciones de la goma previamente establecidas. Como se indicó la altura solo de las gomas es 76 mm. Ahora bien, con respecto a este valor se determina la deformación máxima lateral que se desea alcanzar en cada ensayo. Si se desea por ejemplo que la deformación lateral sea del 10% se tiene que el desplazamiento lateral máximo es 7.6 mm., en cada dirección.

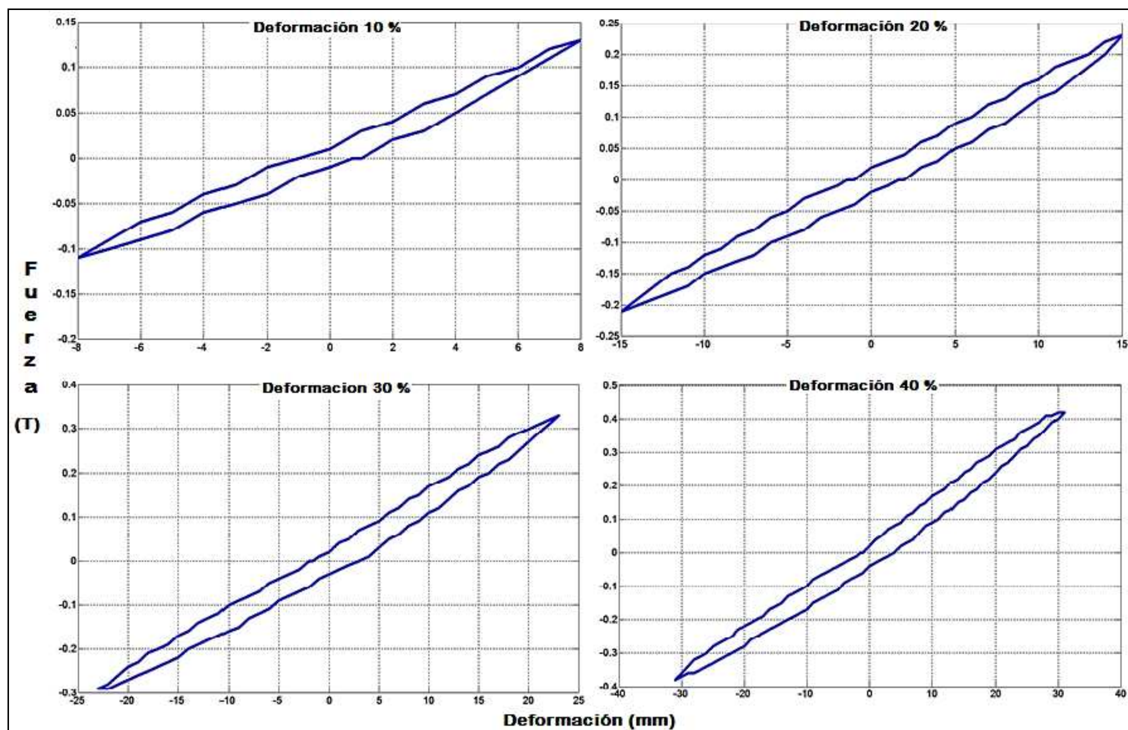


Figura 7 Curvas de histéresis para $\Omega = 0.1\ Hz$. Aislador ***sin pasador pasante.***

Para cada frecuencia de la excitación Ω y para cada deformación lateral preestablecida se realizaron cinco ciclos de carga de tal manera que cada una de las gráficas de las figuras 7 y 8 hay 5 curvas.

En la figura 7 se muestran las curvas de histéresis halladas ***sin el pasador pasante*** para una frecuencia $\Omega = 0.1\ Hz$ y para deformaciones laterales del 10, 20, 30 y 40%. La frecuencia de excitación de 0.1 Hz significa que en un minuto se realizan 6 ciclos. Mientras más baja es la frecuencia menos ciclos se dan por minuto. Los aisladores de base pueden deformarse hasta un 200% de la altura de la goma pero en la práctica es recomendable que el diseño se realice para un 50% de deformación. Priestley *et al.* (2007).

En la figura 8 se tienen las curvas de histéresis halladas para la misma frecuencia de excitación y para las mismas deformaciones laterales, de la figura 7 pero para el aislador ***con pasador pasante.*** Las curvas son muy parecidas pero en realidad se requiere una mayor fuerza en el aislador con pasador pasante para lograr igual deformación que en el aislador sin pasador pasante.

Para apreciar la diferencia en las curvas de histéresis de las figuras 7 y 8, se presenta en la tabla 1, los valores de las fuerzas requeridas para obtener determinados desplazamientos de las curvas de histéresis; todo esto con la nomenclatura indicada en la figura 9 en que se han identificado cuatro segmentos de un ciclo de histéresis. Las curvas 1 y 3 son de carga y la 2 y 4 de descarga.

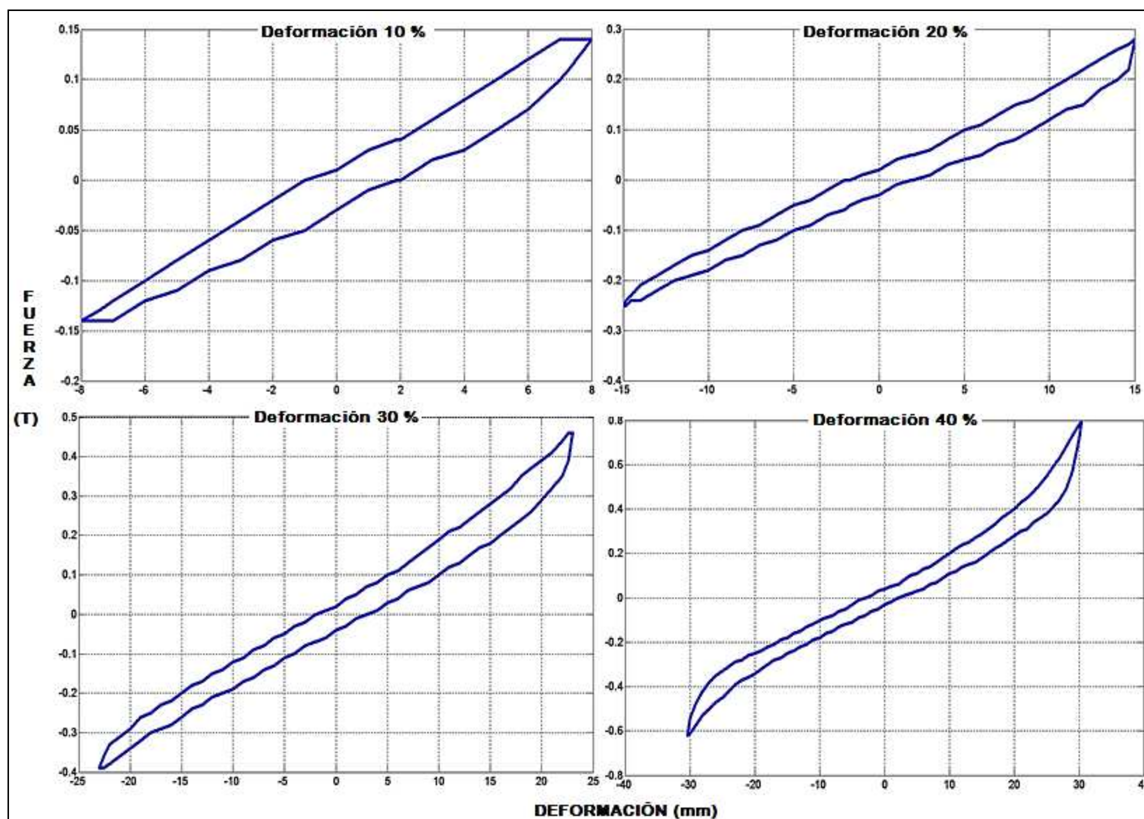


Figura 8 Curvas de histéresis para $\Omega = 0.1\ Hz$. Aislador ***con pasador pasante.***

En la tabla 1 se aprecia que para obtener un mismo desplazamiento lateral, en el aislador con perno se debe proporcionar una mayor fuerza, con respecto al aislador sin perno pasante pero no es muy significativa esta diferencia. Esto se debe a que el perno pasante no estaba ejerciendo una presión, por decirlo de alguna manera, con las laminas de acero y goma pero estaba soldado a las placas exteriores.

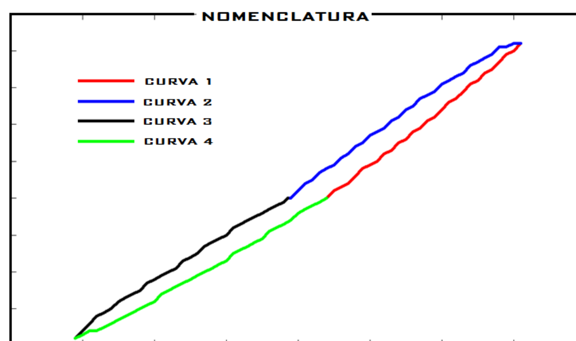


Figura 9 Nomenclatura utilizada para identificar un ciclo de histéresis.

6. RESULTADOS EN AISLADOR CON PERNO PASADO

En la figura 10 se presenta, en la parte superior, el factor de amortiguamiento y en la parte inferior la rigidez horizontal del aislador sin perno pasador, a la izquierda y del aislador con perno pasador a la derecha.

Tabla 1 Valores de fuerzas y deformaciones promedio.

10 % DEFORMACION	SIN PERNO		CON PERNO	
TIPO DE CURVA	DEFORMACION (mm)	FUERZAS (T)	DEFORMACION (mm)	FUERZAS (T)
CURVA 1	0,74	0	1,88	0
	4	0,05	4	0,03
	8	0,13	8	0,14
CURVA 2	8	0,13	8	0,14
	4	0,07	4	0,08
	-1	0	-1	0
CURVA 3	-1	0	-1	0
	-4	-0,04	-4	-0,06
	-8	-0,11	-8	-0,14
CURVA 4	-8	-0,11	-8	-0,14
	-4	-0,06	-4	-0,09
	-0,74	0	-1,88	0

20 % DEFORMACION	SIN PERNO		CON PERNO	
TIPO DE CURVA	DEFORMACION (mm)	FUERZAS (T)	DEFORMACION (mm)	FUERZAS (T)
CURVA 1	1,66	0	1,9	0
	7	0,08	7	0,07
	15	0,23	15	0,28
CURVA 2	15	0,23	15	0,28
	7	0,12	7	0,13
	-1,44	0	-1,69	0
CURVA 3	-1,44	0	-1,69	0
	-7	-0,08	-7	-0,09
	-15	-0,21	-15	-0,25
CURVA 4	-15	-0,21	-15	-0,25
	-7	-0,12	-7	-0,13
	1,66	0	1,9	0

30 % DEFORMACION	SIN PERNO		CON PERNO	
TIPO DE CURVA	DEFORMACION (mm)	FUERZAS (T)	DEFORMACION (mm)	FUERZAS (T)
CURVA 1	3	0	3	0
	11	0,12	11	0,12
	23	0,33	23	0,46
CURVA 2	23	0,33	23	0,46
	11	0,18	11	0,21
	-1,63	0	-1,89	0
CURVA 3	-1,63	0	-1,89	0
	-11	-0,12	-11	-0,14
	-23	-0,29	-23	-0,39
CURVA 4	-23	-0,29	-23	-0,39
	-11	-0,17	-11	-0,2
	3	0	3	0

40 % DEFORMACION	SIN PERNO		CON PERNO	
TIPO DE CURVA	DEFORMACION (mm)	FUERZAS (T)	DEFORMACION (mm)	FUERZAS (T)
CURVA 1	4	0	2,16	0
	15	0,16	15	0,18
	31	0,42	31	0,79
CURVA 2	31	0,42	31	0,79
	15	0,24	15	0,29
	-1,42	0	-3	0
CURVA 3	-1,42	0	-3	0
	-15	-0,06	-15	-0,18
	-31	-0,38	-31	-0,62
CURVA 4	-31	-0,38	-31	-0,62
	-15	-0,22	-15	-0,25
	4	0	2,16	0

Con relación al factor de amortiguamiento se puede indicar que a mayor deformación lateral el factor de amortiguamiento disminuye y esto se justifica al observar las curvas de histéresis indicadas en las figuras 7 y 8, en que los lazos de histéresis disminuyen en su ancho conforme se incrementa la deformación lateral.

Para una deformación lateral del 50% el factor de amortiguamiento medio en el aislador sin perno pasante es 3.7 % y en el aislador con perno pasante es 4.7 %. Si bien es cierto los valores hallados son bajos no es menos cierto que para una primera experiencia son aceptables.

Con respecto a la rigidez horizontal se puede indicar que en el aislador sin perno pasante, la rigidez tiende a bajar conforme se incrementa la deformación, que era el comportamiento esperado. En cambio el comportamiento es lo contrario en el aislador con perno pasante cuyos resultados se indican en la parte inferior derecha de la figura 10.

A partir de la rigidez horizontal k_H se determinó el módulo de corte G_a con la siguiente ecuación:

$$k_H = \frac{G_a\ A}{H} \qquad (3)$$

Donde A es el área de la goma que trabaja al corte, las dimensiones con las cuales se cálculo el área son 13.5 por 14.5 cm.; H es la altura solo de las gomas, para el prototipo analizado este valor es 7.6 cm. Con los valores de k_H indicados en la gráfica inferior izquierda de la figura 8 y al aplicar la ecuación (3) se halló los valores de G_a que se indican en la figura 10. Para una deformación del 50 % se tiene que: $G_a \approx 5\ kg/cm^2$. Este valor se incrementó notablemente con el segundo aislador, como se verá posteriormente.

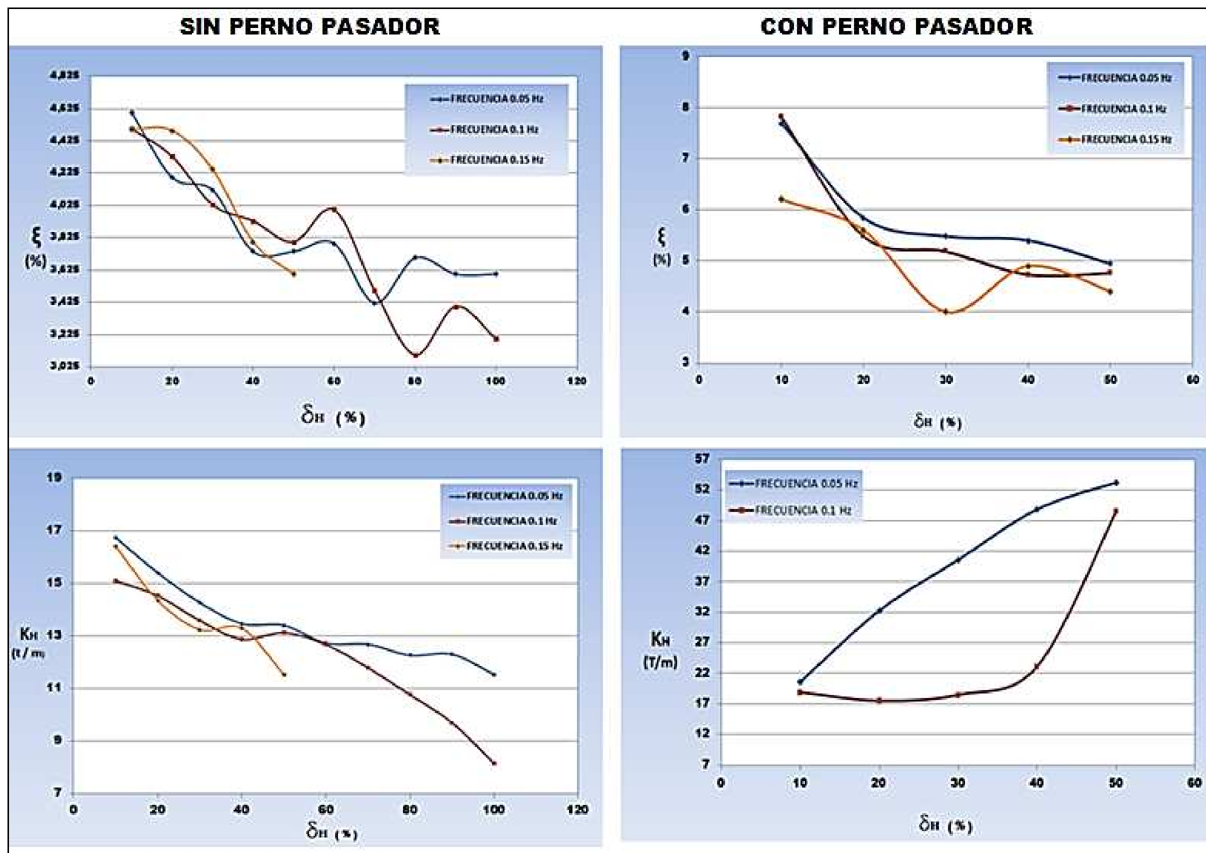


Figura 10 Variación de amortiguamiento y rigidez en aislador con y sin perno pasante.

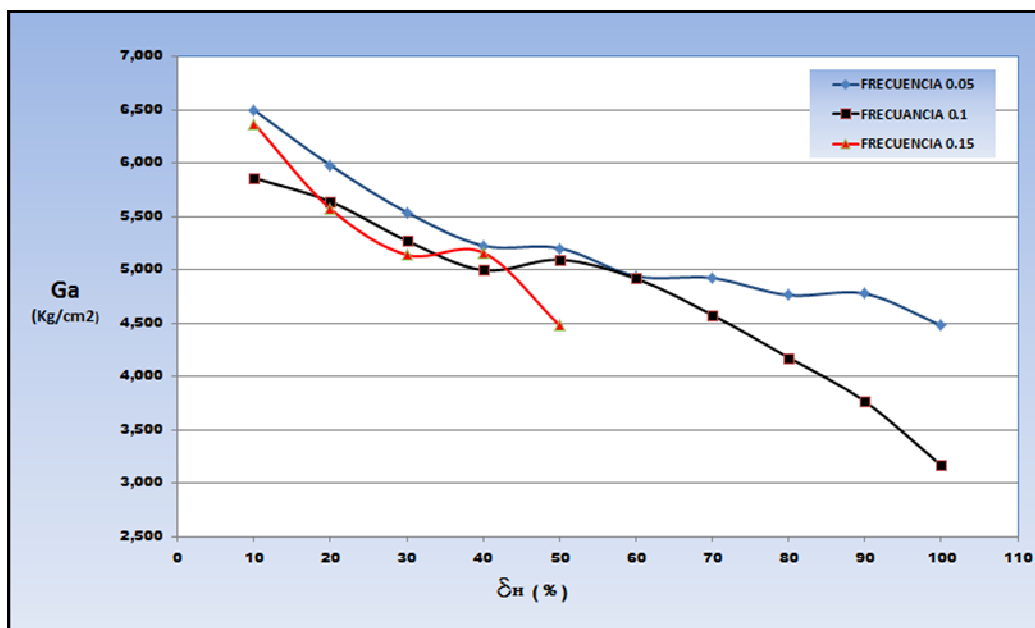


Figura 11 Rigidez al corte G_a de la goma, inferidos de los ensayos realizados.

Los ensayos se iniciaron con una frecuencia de vibración de 0.05 Hz., y se detuvieron en 0.15 Hz., debido a que la goma se desprendió del acero, tema que también se mejoró en el segundo aislador.

7. RESULTADOS EN AISLADOR CON PERNO MACIZO

Con las experiencias adquiridas en el ensayo del primer aislador elastomérico construido en el Ecuador se construyó uno nuevo cambiando el perno pasado con un perno macizo pero como se indicó esta vulcanizado, ya no soldado. Se mejoró la calidad de la goma y se volvió a ensayar, vale la pena mostrar como se obtiene las curvas de histéresis en el laboratorio.

Las dos primeras fotografías de la figura 12 muestran a uno de los aisladores durante el ensayo a cargas cíclicas y al final se aprecia la curva de histéresis que dibuja la máquina. Del estudio de la curva de histéresis se obtiene el factor de amortiguamiento ξ; la rigidez horizontal del aislador k_h; y a partir de la rigidez horizontal se encuentra el módulo de corte de la goma G_a.

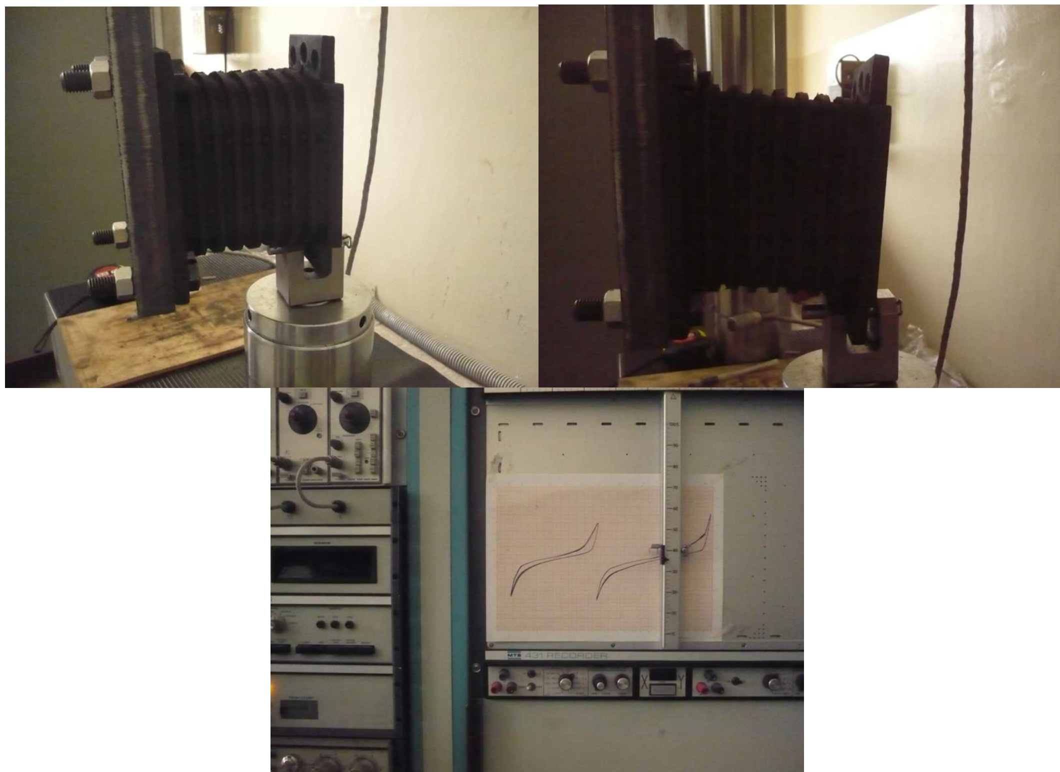


Figura 12 Ensayo de Aislador y curvas de histéresis.

Se realizaron ensayos para frecuencias de vibración que varían desde $\Omega = 0.05\ Hz$ hasta $\Omega = 0.45\ Hz$. A esta última frecuencia empezó a aparecer fisuras en la goma por lo que se suspendió el ensayo. Se destaca que en el primer prototipo (aislador con perno pasado) los ensayos llegaron a $\Omega = 0.15\ Hz$ por lo que ahora se obtuvo una mejora considerable en el vulcanizado. Se ha mejorado pero todavía no es lo deseado, se continuará trabajando.

En las figuras 13 y 14 se muestran las curvas de histéresis, promedio, para $\Omega = 0.05\ Hz$ y para $\Omega = 0.40\ Hz$., respectivamente. Para bajas frecuencias los ciclos de histéresis son simétricos con respecto al origen, eso se observa en la figura 13 pero para altas frecuencias ya no son simétricas como ve en la figura 14. Esta falta de simetría en las altas frecuencias conduce a tener resultados desconcertantes en la rigidez del prototipo.

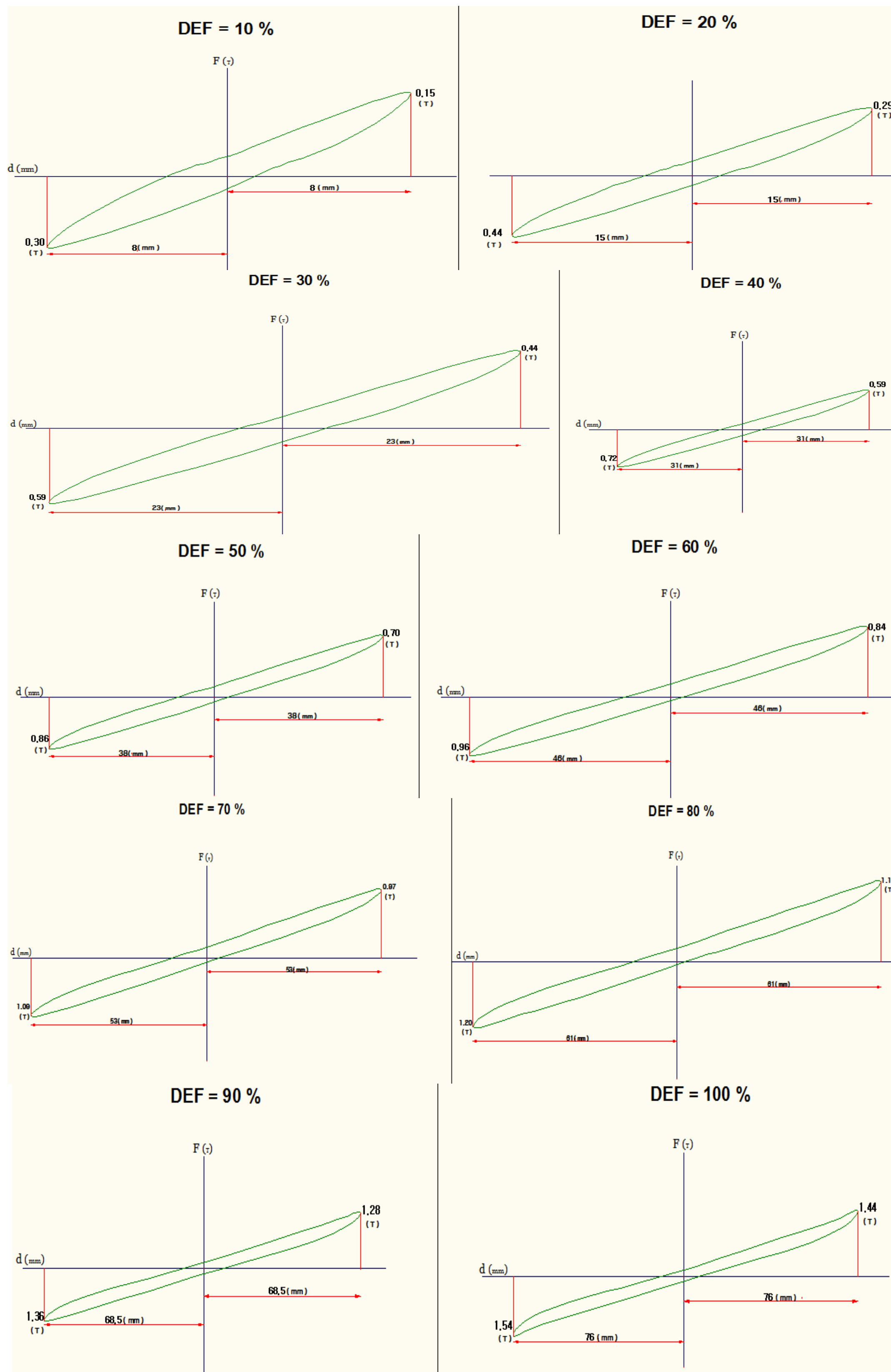


Figura 13 Curvas promedio de histéresis halladas para una frecuencia de 0.05 Hz.

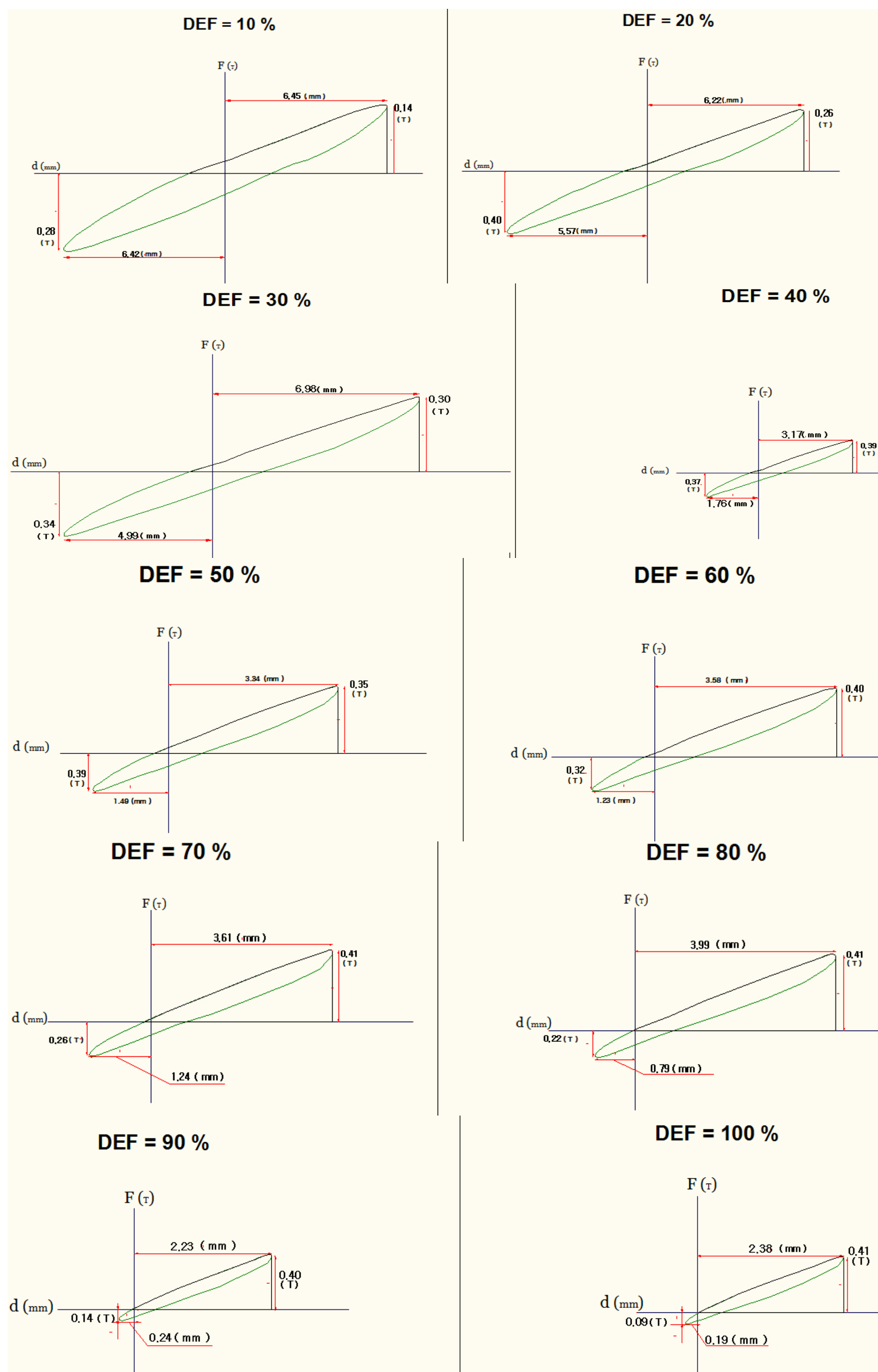


Figura 14 Curvas promedio de histéresis halladas para una frecuencia de 0.4 Hz.

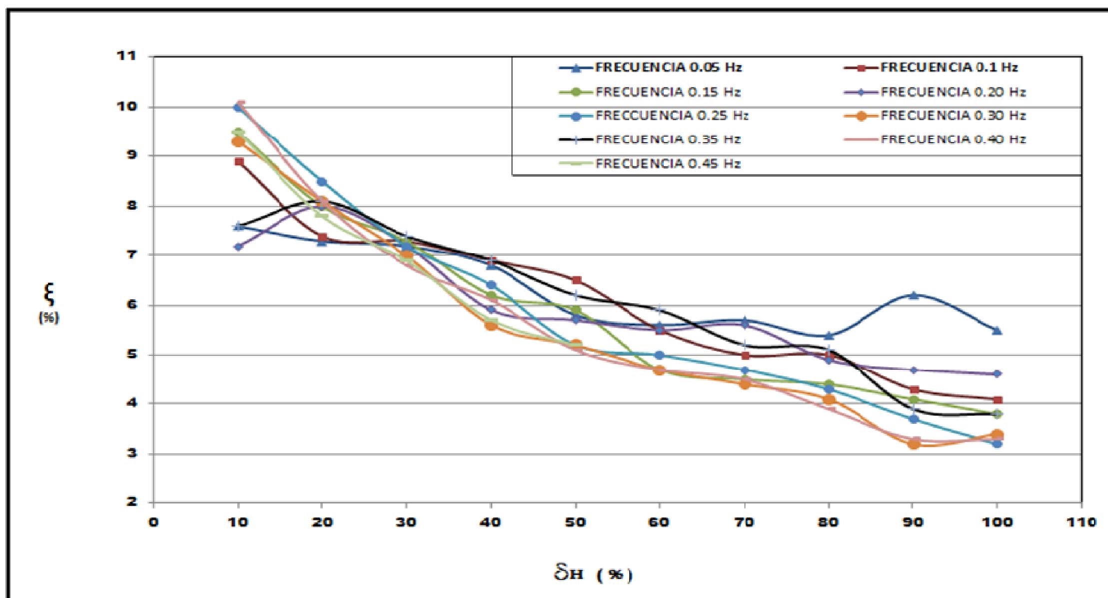


Figura 15 Variación del amortiguamiento con la deformación. Aislador con Perno Macizo.

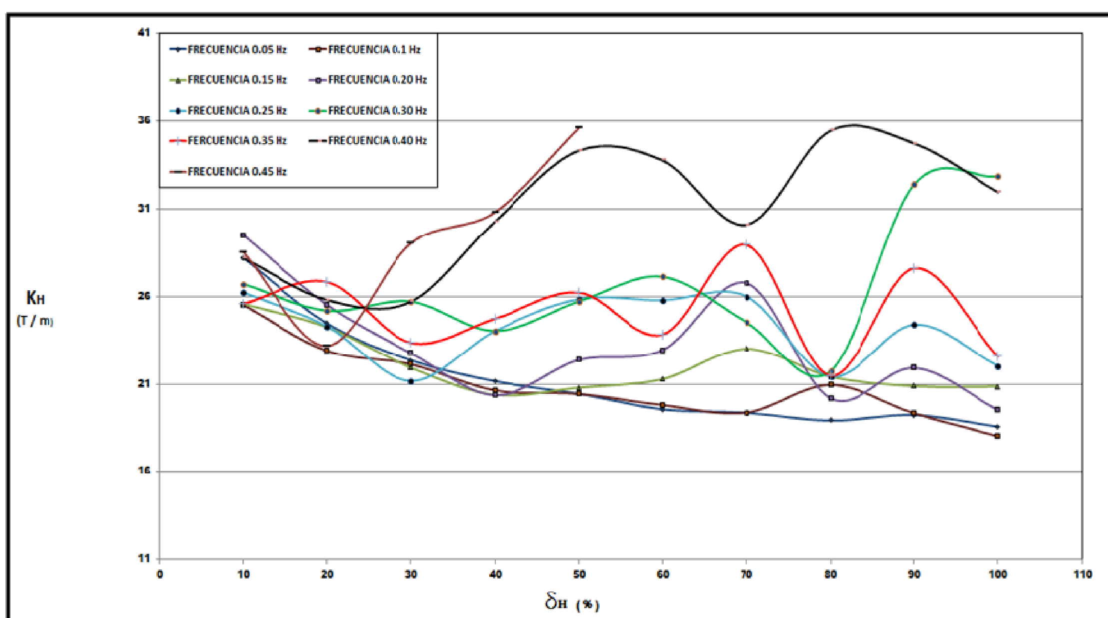


Figura 16 Variación de la rigidez horizontal con la deformación. Aislador con Perno Macizo.

En la figura 15 se muestra la variación del amortiguamiento con la deformación. Es importante notar que para una deformación del 10%, el amortiguamiento varía desde un 7% hasta un 10%, cantidades nada despreciables ya que van a aportar un buen amortiguamiento a la estructura.

Para una deformación del 50% el factor de amortiguamiento varía entre el 5% y el 6.5%, que no está tan mal sin embargo se va seguir investigando para elevar ese amortiguamiento.

La tendencia del factor de amortiguamiento es muy clara, a medida que se aumenta la deformación lateral de la goma; el factor de amortiguamiento decrece.

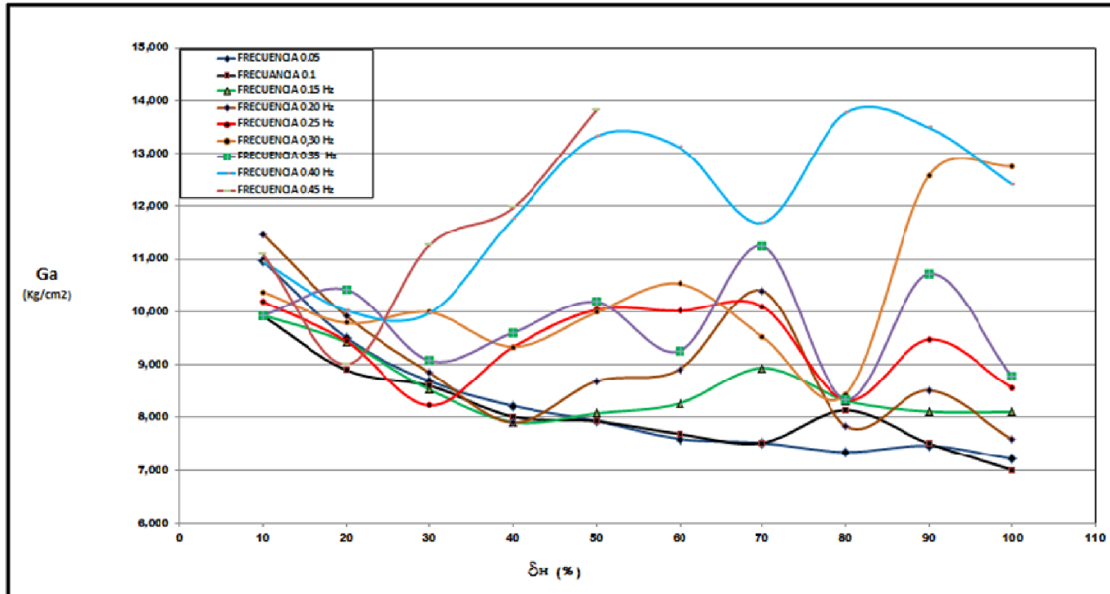


Figura 17 Variación del módulo de corte con la deformación. Aislador con Perno Macizo.

En la figura 16 la variación de la rigidez horizontal del aislador con la deformación lateral de la goma. La tendencia general es que la rigidez va disminuyendo con la deformación pero como se indicó para altas frecuencias existen puntos que tienen un comportamiento no esperado.

En la figura 17 se muestra la variación del módulo de corte G_a con la deformación lateral de la goma, destacando una vez más que el módulo de corte de la goma se obtuvo a partir de la rigidez horizontal k_h; de la altura efectiva de goma H y del área que trabaja al corte A. Para una deformación lateral del 50% el módulo de corte G_a varía entre 8 y 10 kg/cm^2 pero existen un par de puntos que están muy por arriba de los valores indicados. Los valores obtenidos de G_a son muy buenos pero para tener una mejor certeza se debe hallar a partir de ensayos de corte solo de la goma.

8. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Se han presentado los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en dos aisladores Elastoméricos, construidos en el Ecuador, el uno con un perno pasante y el otro con un perno macizo. Se ha determinado el factor de amortiguamiento, la rigidez lateral y el módulo de corte para diferentes deformaciones de la goma y diferentes frecuencias de excitación. Del estudio realizado se desprende lo siguiente.

- El primer aislador construido fue con perno pasado, en esta experiencia la cabeza del perno se soldó a la placa de acero de tal manera que se tuvieron dos tipos de resultados, los primeros que corresponden al perno soldado y después cuando se desprendió la suelda. De igual manera no se tuvo una vulcanización buena, esto se detectó cuando se empezó a realizar los ensayos a altas frecuencias. De todas maneras fue una experiencia positiva toda vez que se ganó experiencia en el estudio.
- El segundo aislador construido fue con perno macizo, este trabajó de mejor forma que el primero, para una deformación lateral del 50%, el factor de amortiguamiento promedio de los ensayos realizados está en el orden del 6%, cantidad aceptable pero todavía no es lo que esperamos. Falló el vulcanizado pero esta vez a más altas frecuencias, se llegó a 0.45 Hz.

Los resultados alcanzados son bastante promisorios y nos llenan de optimismo, ya que se vislumbra de que en un tiempo cercano podemos tener un aislador elastomérico de muy buenas características a un costo bajo.

AGRADECIMIENTO

Al Crnl. de E.M. Carlos Rodríguez Arrieta, Rector de la Escuela Politécnica del Ejército por el continuo apoyo que da a la Investigación Científica y el interés que tiene en los aisladores de base, debido a que el Ecuador se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica.

REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2002), *Sistema de computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivariano,* Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 302 p., Quito.

2. Aguiar R., Almazán J. L., Dechent P., Suárez V., (2008), *Aisladores de base elastoméricos y FPS,* Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito.

3. Aguiar (2010), “Fallas frecuentes durante los terremotos”, *Revista ESPEctativa. Escuela Politécnica del Ejército,* 5 p., Quito.

4. Priestley M., Calvi G., Kowalsky M., (2007), *Displacement-Based Seismic Design of Structures,* IUSS Press, Instituto Universitario di Studi Superior di Pavia, 721 p., Pavia, Italy.

MATRIZ DE RIGIDEZ PARA UN ELEMENTO FINITO DE SUELO SATURADO EN DOS DIMENSIONES

Roberto Aguiar Falconí[1], Javier Mroginski[2]

[1]Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
raguiar@espe.edu.ec

[2]Departamento de Mecánica Aplicada
Universidad Nacional del Nordeste (UNNE)
Resistencia, Chaco-Argentina
javierm@ing.unne.edu.ar

RESUMEN

Se obtiene la matriz de rigidez de un elemento finito rectangular mixto de ocho nodos, para modelar el comportamiento elástico de un suelo saturado en dos dimensiones. Se considera dieciséis grados de libertad para definir los desplazamientos y cuatro grados de libertad para el campo de las presiones pero luego se expande la matriz de rigidez del elemento para considerar tres grados de libertad por nodo.

Posteriormente, se obtiene la matriz de rigidez de un elemento finito utilizando el programa ***KelemQ8C0Sat*** y se indican todos los programas son necesarios para utilizar este programa.

ABSTRACT

The stiffness matrix of a quadratic (eight nodes) mixed quadrilateral finite element was obtained in order to describe the constitutive elastic behavior of saturated soils subjected to the hypothesis of plain strain. Sixteen degree of freedom were consider for displacement unknown and four degree of freedom for the pressure field.

Later on, a Matlab code for this approach is presented and a simple academic example was added.

1. INTRODUCCIÓN

Es muy amplio el campo de aplicación del elemento finito de suelo saturado, una de ellas es en el análisis sísmico de un puente con pilotes, en donde una parte del pilote se encuentra en el agua y otra parte se introduce en un suelo completamente saturado hasta llegar a un estrato resistente. En la figura 1 se indica uno de los apoyos de los apoyos del puente sobre el río Carrizal, el mismo que está conformado por 9 pilotes de 2 m., de diámetro y tienen una longitud de 54 m., aproximadamente. Una parte del pilote se encuentra en contacto con la atmósfera, otra con el agua y otra con un suelo saturado.

En Aguiar y García (2010) se modeló el suelo que rodea a los pilotes con resortes de comportamiento no lineal, la misma que se obtuvo del diagrama carga deformación del suelo. Evidentemente modelar el suelo con resortes es aproximación; lo mejor es hacerlo con

elementos finitos y por ahora se presenta la formulación elástica dejando para un próximo artículo la formulación inelástica (Mroginski, 2008).



Figura 1 Uno de los apoyos del Puente sobre el río Carrizal.

2. MARCO TEÓRICO

El modelado de suelos parcialmente saturados ha sido abordado a partir de diferentes enfoques teóricos (Mroginski *et al.* 2010). Sin embargo, las teorías más difundidas en la comunidad científica se agrupan en dos grandes categorías, la primera de ellas está basada en un proceso de homogenización y teoría de mezclas (Lewis & Schefler 1998) conduciendo a sistemas de ecuaciones no simétricas, mientras que la segunda emplea técnicas de aproximación para obtener las relaciones volumétricas, como ser una combinación de estados (Di Rado *et al.* 2009) que permite alternar entre un sistema de ecuaciones matriciales simétricas o no simétricas dependiendo de la influencia de la relación entre el grado de saturación y la succión.

En este artículo se trabaja con el modelo simplificado aplicado a un suelo saturado. Este modelo se basa en el cumplimiento de las ecuaciones de equilibrio mecánico y de un modelo del flujo, a partir de los cuales se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales Beneyto *et al*. (2005).

$$\dot{\sigma}_{ij}^{'} = \dot{\sigma}_{ij} - a_1 \; \dot{p}^{w} \; \delta_{ij} \tag{1}$$

$$-\frac{1}{\rho_w} div\left(\rho_w \; S_w \; \nu^{\nu s}\right) = a_1 \; \dot{\varepsilon}_{ii} - a_{11} \; \dot{p}^{w} \tag{2}$$

Sujeto a las siguientes condiciones de contorno para el desplazamiento y el flujo

$$\rho^{w} \frac{\mathrm{k}k^{rw}}{\mu^{w}} \left(-\nabla p^{w} + \rho^{w} g\right)^{T} \cdot n = q^{w} \quad \text{en } \Gamma^{w} \tag{3}$$

$$N^{T} \sigma = \hat{t} \quad \text{en } \Gamma^{u} \tag{4}$$

Donde $\dot{\sigma}_{ij}^{'}$ es la tasa del tensor de tensiones efectivo, $\dot{\sigma}_{ij}$ es la tasa del tensor de tensiones totales, aprovechando la simetría de $\dot{\sigma}_{ij}$ el tensor de tensiones puede expresarse como $\sigma = \{\sigma_x \; \sigma_y \; \tau_{xy}\}^T$ para problemas bidimensionales; a_1 y a_{11} son constantes que dependen de las propiedades materiales del suelo; $\dot{p}^w$ es el vector de velocidad de la presión

del agua; δ_{ij} es la función delta de Dirac que vale la unidad para $i = j$, y vale cero para $i \neq j$; ρ_w es la densidad del agua; S_w es el grado de saturación del agua que varía de cero a uno. Para un suelo saturado $S_w = 1$; $v^{v\,s}$ es la velocidad relativa del agua respecto del suelo; $\dot{\varepsilon}_{ij}$ es un elemento del vector de velocidades de las deformaciones, para el caso plano $\varepsilon = \{\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \gamma_{xy}\}^T$. Por otro lado q^w es el vector de flujo del agua; g la aceleración de la gravedad; $\mathrm{div}(\bullet)$ la divergencia de la función $(\bullet)$. Los parámetros a_1 y a_{11} para un suelo saturado valen (Beneyto *et al*. 2005):

$$a_1 = \alpha \tag{5}$$

$$a_{11} = \frac{n}{K_w} + \frac{\alpha - n}{K_s} \tag{6}$$

Donde α es la constante de Biot que se obtiene con la ecuación (7); n es la porosidad que se halla con la ecuación (8); K_w es el módulo de masa de la fase líquida y K_s es el módulo de masa de la fase sólida.

$$\alpha = 1 - \frac{K_t}{K_s} \tag{7}$$

$$n = \frac{e_0}{e_0 + 1} \tag{8}$$

Donde K_t es el módulo de masa que se halla con la ecuación (9); e_0 es la relación de vacios inicial del material.

$$\boldsymbol{K_t} = \boldsymbol{m}^{\boldsymbol{T}} \, \boldsymbol{C_t} \, \boldsymbol{m} \tag{9}$$

Donde para estado plano de deformaciones

$$\boldsymbol{m}^{\boldsymbol{T}} = \{1 \quad 1 \quad 0 \quad 1\} \tag{10}$$

Mientras que para el estado plano de tensiones,

$$\boldsymbol{m}^{\boldsymbol{T}} = \{1 \quad 1 \quad 0\} \tag{11}$$

Por otra parte, C_t es la matriz constitutiva que relaciona el vector de deformaciones de la fase sólida con el vector que engloba las tensiones efectivas definido en (1)

3. FORMULACIÓN MATRICIAL

Las ecuaciones diferenciales (1) y (2) son discretizadas en el dominio espacial empleando el método de Galerkin e interpolando las variables primarias u y p con (Zienkiewicz & Taylor, 1989)

$$\boldsymbol{u} = \boldsymbol{N_u} \overline{\boldsymbol{u}} \tag{12}$$

$$\boldsymbol{p} = \boldsymbol{N_p} \overline{\boldsymbol{p}}^{w} \tag{13}$$

Donde $\boldsymbol{N_u}, \boldsymbol{N_p}$ son vectores que contienen a las funciones de forma para la fase sólida y para la fase líquida; $\overline{\boldsymbol{u}}$ es el vector que contiene a los desplazamientos nodales;

$\overline{\boldsymbol{p}}^{w}$ es el vector que contiene a las presiones de la fase líquida. Más adelante se vuelve a escribir (12) y (13); con estas ecuaciones se obtienen las siguientes ecuaciones de gobierno del problema de consolidación de suelos saturados.

A partir de las ecuaciones (1) y (2) se discretiza el dominio con lo que se encuentra la nueva formulación para el caso de un suelo saturado, para las fases sólida y líquida. Estas son:

$$\left(\int \boldsymbol{B}^{T}\boldsymbol{C}_{T}\boldsymbol{B}\, d\Omega\right)\overline{\boldsymbol{u}}-\left(\int \boldsymbol{B}^{T}\alpha\boldsymbol{m}^{T}\boldsymbol{S}_{w}\boldsymbol{N}_{p}\, d\Omega\right)\overline{\boldsymbol{p}}^{w}-\int_{\Omega}\boldsymbol{N}_{u}{}^{T}\rho\boldsymbol{g}\, d\Omega+\int_{\Gamma}\boldsymbol{N}_{u}{}^{T}\hat{\boldsymbol{t}}\, d\Gamma \tag{14}$$

$$\left(\int \boldsymbol{N}_{u}^{T}\alpha\boldsymbol{m}^{T}\boldsymbol{B}\boldsymbol{N}_{u}d\Omega\right)\dot{\overline{\boldsymbol{u}}}+\left(\int \boldsymbol{N}_{p}^{T}\left(\frac{\boldsymbol{n}}{\boldsymbol{K}_{w}}+\frac{\alpha-\boldsymbol{n}}{\boldsymbol{K}_{s}}\right)\boldsymbol{N}_{p}d\Omega\right)\dot{\overline{\boldsymbol{p}}}^{w}+\left(\int\left(\nabla\boldsymbol{N}_{p}\right)^{T}\frac{\boldsymbol{k}\boldsymbol{k}^{rw}}{\mu^{w}}\nabla\boldsymbol{N}_{p}d\Omega\right)\overline{\boldsymbol{p}}^{w}+$$

$$+\int\left(\nabla\boldsymbol{N}_{p}\right)^{T}\frac{\boldsymbol{k}\boldsymbol{k}^{rw}}{\mu^{w}}\rho^{w}\boldsymbol{g}d\Omega+\int \boldsymbol{N}_{p}^{T}\frac{\boldsymbol{q}^{w}}{\rho^{w}}\boldsymbol{g}d\Gamma=0 \tag{15}$$

Donde: $\nabla\boldsymbol{N_P}$ es la divergencia de las funciones de forma de la fase líquida; $\boldsymbol{k}$ es el tensor de permeabilidad, para un problema plano es de (2x2) y para un problema en tres dimensiones de (3x3); $\boldsymbol{k}^{rw}$ es la permeabilidad relativa del agua; μ^{w} es la viscosidad cinemática.

Expresando matricialmente las ecuaciones de gobierno (14) y (15) se obtiene la matriz de rigidez del elemento y el vector de cargas nodales.

$$\begin{bmatrix}-\mathbf{K} & \mathbf{Q_{sw}}\\ \mathbf{Q_{ws}} & \mathbf{P_{ww}}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\dot{\bar{u}}\\ \dot{\bar{p}}^{w}\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}0 & 0\\ 0 & \mathbf{H_{ww}}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\bar{u}\\ \bar{p}^{w}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}-\dot{\mathbf{f}}^{\mathbf{u}}\\ \mathbf{f}^{\mathbf{w}}\end{bmatrix} \tag{16}$$

Luego la matriz de rigidez de un elemento finito de suelo saturado es:

$$\boldsymbol{K}_{e}=\begin{bmatrix}\boldsymbol{K} & -\boldsymbol{Q}_{SW}\\ -\boldsymbol{Q}_{WS} & -\boldsymbol{P}_{WW}\end{bmatrix} \tag{17}$$

Donde $\boldsymbol{K}$ es la matriz de rigidez del elemento finito sólido; $\boldsymbol{Q}_{SW}$ es la matriz de acoplamiento sólido-líquido; $\boldsymbol{Q}_{WS}$ es la matriz de acoplamiento líquido-sólido. Para el método simplificado: $\boldsymbol{Q}_{SW}=\boldsymbol{Q}_{WS}$; $\boldsymbol{P}_{WW}$ es la matriz de rigidez de la fase líquida.

Por otra parte, las matrices que están inmersas en la ecuación (17) se obtienen de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{K}=\iint \boldsymbol{B}^{T}\ \boldsymbol{C}_{T}\ \boldsymbol{B}\ \boldsymbol{J}\ \ ds\ dt \tag{18}$$

$$\boldsymbol{Q}_{SW}=\iint \boldsymbol{B}^{T}\ \boldsymbol{a}_{11}\ \boldsymbol{m}^{T}\ \boldsymbol{N}_{P}\ \boldsymbol{J}\ ds\ dt \tag{19}$$

$$\boldsymbol{Q}_{WS}=\iint \boldsymbol{N}_{P}^{T}\ \boldsymbol{a}_{11}\ \boldsymbol{m}^{T}\ \boldsymbol{B}\ \boldsymbol{J}\ ds\ dt \tag{20}$$

$$\boldsymbol{P}_{WW}=\iint \boldsymbol{N}_{P}^{T}\ \boldsymbol{a}_{11}\ \boldsymbol{N}_{P}\ \boldsymbol{J}\ ds\ dt \tag{21}$$

$$\boldsymbol{H}_{ww}=\iint\left(\nabla\boldsymbol{N}_{p}\right)^{T}\frac{\boldsymbol{k}\boldsymbol{k}^{rw}}{\mu^{w}}\nabla\boldsymbol{N}_{p}\boldsymbol{J}\ ds\ dt \tag{22}$$

Donde $\boldsymbol{B}$ es la matriz de compatibilidad que relaciona el vector de deformaciones $\boldsymbol{\varepsilon}$ con el vector de desplazamientos $\boldsymbol{d}$; $\boldsymbol{C_T}$ es la matriz de elasticidad del material; $\boldsymbol{J}$ es el determinante de la matriz Jacobiana; a_{11} está definido en la ecuación (6); $\boldsymbol{m}$ definido en la ecuación (10) y (11), en el apartado 6 se amplía la explicación sobre este vector; $\boldsymbol{N_P}$ es el vector que contiene a las funciones de forma de la fase líquida.

4. DESCRIPCIÓN DE ELEMENTO FINITO

Se va a trabajar con un elemento finito de 8 nodos para definir el campo de desplazamientos y con un elemento finito de 4 nodos para las presiones, de esta manera se cumple con la condición de convergencia de Babuska-Brezzi (Lewis & Schefler 1998), que recomienda que el orden de los grados de libertad de los desplazamientos sea mayor al orden de los grados de libertad de las presiones, para garantizar convergencia en la solución. En la figura 2 se muestran los dos elementos finitos por separado por didáctica pero más adelante se los une.

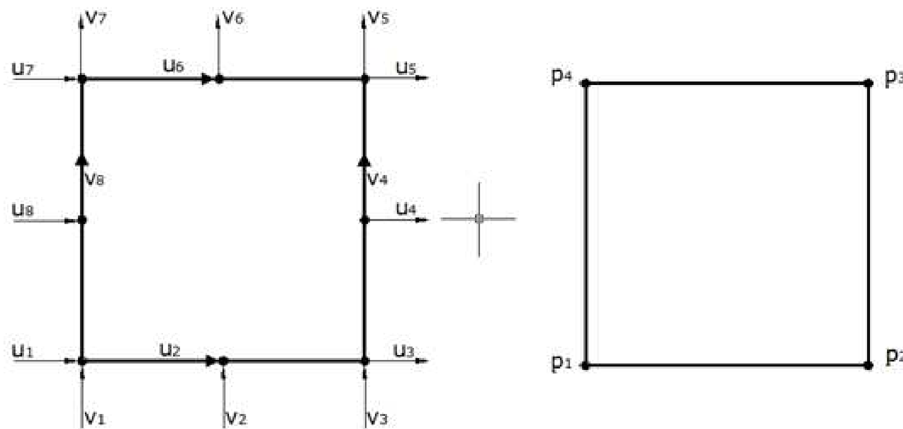


Figura 2 Elementos finitos para los desplazamientos y las presiones.

Estrictamente el modelo numérico de la figura 2, tiene 20 grados de libertad, debido a que las presiones son cero en los nodos intermedios pero por facilidad de solución se trabaja con 24 grados de libertad (gl), como se ilustra en la figura 3.

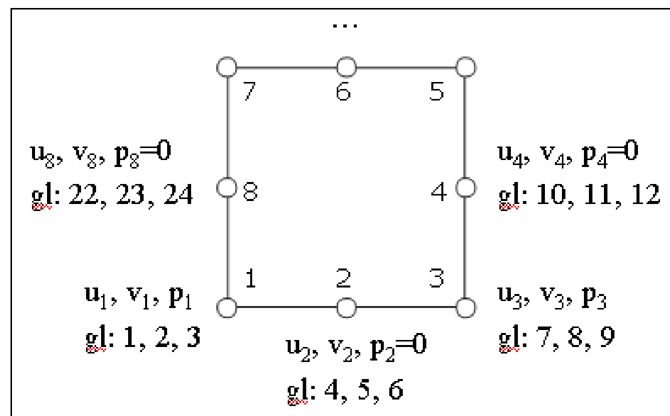


Figura 3 Grados de libertad de elemento finito mixto.

5. FUNCIONES DE FORMA

En la figura 4 se presentan las deformadas elementales, en coordenadas naturales, con las que se obtienen las funciones de forma en los nodos centrales, para la fase sólida. Los de la parte superior corresponden a las funciones 8 y 4; los de la parte inferior a las funciones 2 y 6. En cada una de ellas se presenta la ecuación de la parábola y de la recta, las mismas que se encuentran con el interpolador de Lagrange, para tres puntos y dos puntos respectivamente. Al multiplicar estas dos ecuaciones se halla las funciones de forma, que se indican a continuación.

$$\begin{aligned}
\phi_2(s,t) &= \frac{1}{2}(1-t)\left(1-s^2\right)\\
\phi_4(s,t) &= \frac{1}{2}(1+s)\left(1-t^2\right)\\
\phi_6(s,t) &= \frac{1}{2}(1+t)\left(1-s^2\right)\\
\phi_8(s,t) &= \frac{1}{2}(1-s)\left(1-t^2\right)
\end{aligned} \tag{23}$$

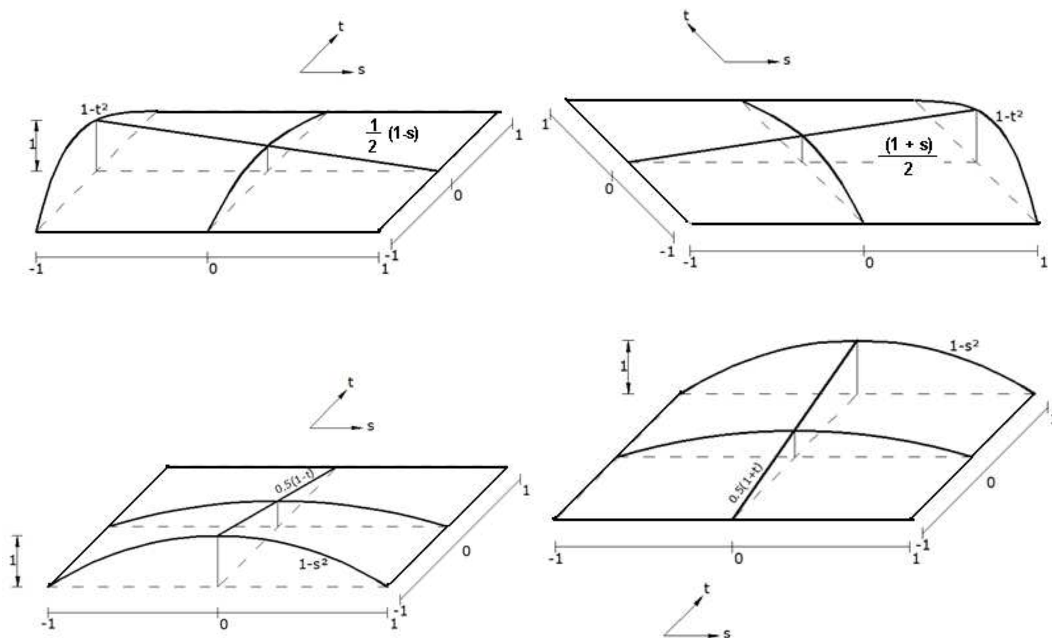


Figura 4 Funciones de forma para los nodos centrales.

En Oñate (1992) y Awruch & Di Rado (1998) está bastante bien detallado el cálculo de las funciones de forma para los nodos esquineros, sin embargo de ello, se describe el cálculo de la función de forma $\phi_1(s,t)$ en tres etapas. En la primera existe la deformada unitaria en el nodo con lo cual se halla $\phi_1^L(s,t) = 0.25(1-s)(1-t)$; en esta deformada elemental los nodos intermedios adyacentes se desplazan 1/2 pero por definición de la deformada elemental con la que se halla la función de forma deben ser cero. En la segunda etapa, para cumplir con la condición de la deformada elemental a la función de forma $\phi_2(s,t)$ se multiplica por $(-1/2)$, con lo que al sumar a $\phi_1^L(s,t)$ se obtiene cero en el nodo 2. En la tercera etapa se tiene que

hacer cero en el nodo 8 para esto se multiplica la función de forma $\phi_8(s,t)$ por $(-1/2)$ y se suma, de tal manera que:

$$\phi_1(s,t) = \phi_1^L(s,t) - \frac{1}{2}\phi_2(s,t) - \frac{1}{2}\phi_8(s,t) \tag{24}$$

Al reemplazar las funciones de forma indicadas a la derecha de la ecuación anterior se encuentra, luego de factorar la expresión final de $\phi_1(s,t)$. AL proceder en forma similar con los otros nodos esquineros se encuentra.

$$\begin{aligned} \phi_1(s,t) &= \frac{1}{4}(1-s)(1-t)(-s-t-1) \\ \phi_3(s,t) &= \frac{1}{4}(1+s)(1-t)(s-t-1) \\ \phi_5(s,t) &= \frac{1}{4}(1+s)(1+t)(s+t-1) \\ \phi_7(s,t) &= \frac{1}{4}(1-s)(1+t)(-s+t-1) \end{aligned} \tag{25}$$

En la figura 5 se indican las deformadas elementales de las funciones de forma de los nodos esquineros. En la parte superior se tiene para los nodos 1 y 3; en la parte inferior para los nodos 5 y 7.

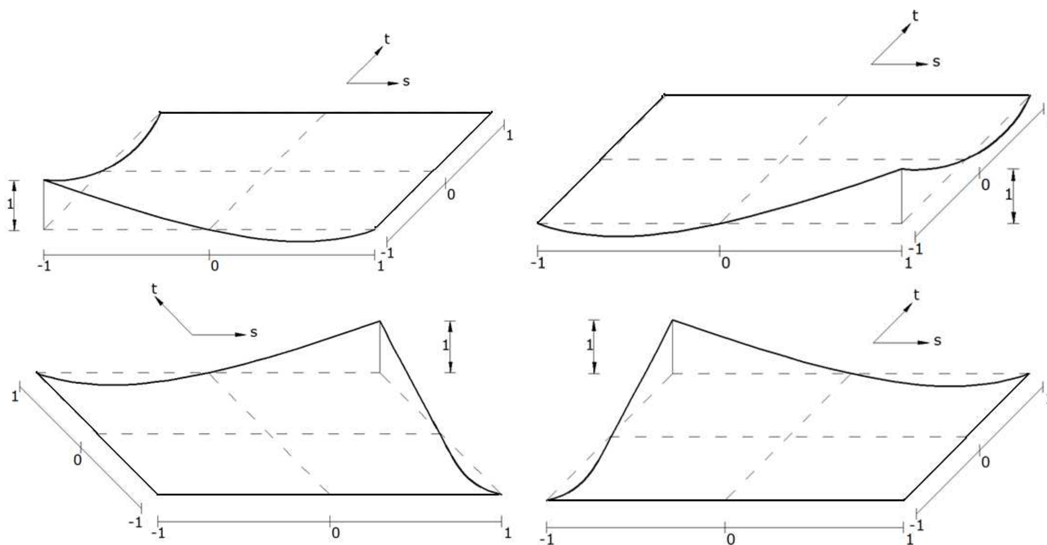


Figura 5 Funciones de forma de los nodos esquineros.

En la ecuación (12) se agrupó las funciones de forma en el vector $\boldsymbol{N_u}$. Luego:

$$\boldsymbol{N_u} = \{\phi_1(s,t)\ \phi_2(s,t)\ \phi_3(s,t)\ \phi_4(s,t)\ \phi_5(s,t)\ \phi_6(s,t)\ \phi_7(s,t)\ \phi_8(s,t)\} \tag{26}$$

Las ordenadas de la elástica de un punto interior del elemento finito de ocho nodos, son las siguientes:

$$
\begin{aligned}
u(s,t) &= u_1\,\phi_1(s,t) + u_2\,\phi_2(s,t) + u_3\,\phi_3(s,t) + u_4\,\phi_4(s,t) + \\
&\quad + u_5\,\phi_5(s,t) + u_6\,\phi_6(s,t) + u_7\,\phi_7(s,t) + u_8\,\phi_8(s,t) \\
v(s,t) &= v_1\,\phi_1(s,t) + v_2\,\phi_2(s,t) + v_3\,\phi_3(s,t) + v_4\,\phi_4(s,t) + \\
&\quad + v_5\,\phi_5(s,t) + v_6\,\phi_6(s,t) + v_7\,\phi_7(s,t) + v_8\,\phi_8(s,t)
\end{aligned}
\qquad (27)
$$

Donde u_i es la componente de desplazamiento horizontal del nodo i; v_i es la componente de desplazamiento vertical del nodo i. En la ecuación (12) se denominó $\boldsymbol{u}$ al vector que contiene a $u(s,t)$, $v(s,t)$.

Las funciones de forma para el elemento finito de cuatro nodos con el cual se trabaja la fase líquida, son:

$$
\begin{aligned}
\phi_1^w(s,t) &= \frac{1}{4}(1-s)(1-t) \\
\phi_2^w(s,t) &= \frac{1}{4}(1+s)(1-t) \\
\phi_3^w(s,t) &= \frac{1}{4}(1+s)(1+t) \\
\phi_4^w(s,t) &= \frac{1}{4}(1-s)(1+t)
\end{aligned}
\qquad (28)
$$

En la figura 6 se presentan las deformadas elementales para encontrar las funciones de forma de la fase líquida, para los nodos 1 y 2 en la parte superior y para los nodos 3 y 4 en la parte inferior. Nótese que en todos los casos se tiene dos ecuaciones de dos rectas ya que se tienen dos condiciones; el producto de estas ecuaciones reporta las funciones de forma para la fase líquida.

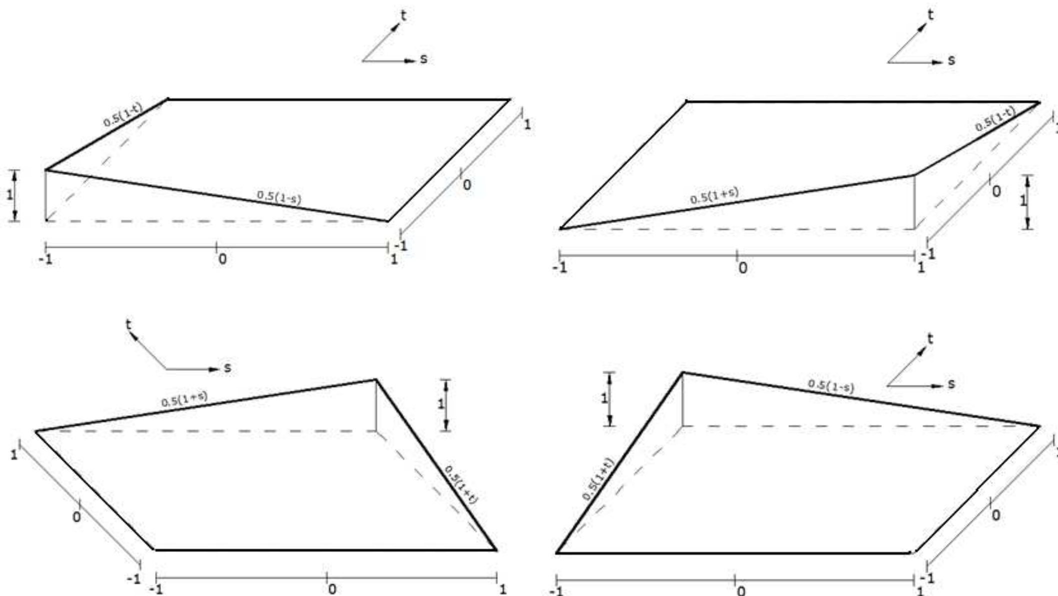


Figura 6 Funciones de forma para la fase líquida.

La presión $p(s,t)$ en un punto interior del elemento finito, está definida por:

$$
p(s,t) = p_1\,\phi_1^w(s,t) + p_2\,\phi_2^w(s,t) + p_3\,\phi_3^w(s,t) + p_4\,\phi_4^w(s,t) \qquad (29)
$$

Donde p_i es la presión en el nodo esquinero i. Por otra parte, el vector $\boldsymbol{N_P}$ vale:

$$\boldsymbol{N_P} = \{\phi_1^w(\boldsymbol{s},\boldsymbol{t}) \quad \phi_2^w(\boldsymbol{s},\boldsymbol{t}) \quad \phi_3^w(\boldsymbol{s},\boldsymbol{t}) \quad \phi_4^w(\boldsymbol{s},\boldsymbol{t})\} \tag{30}$$

Con relación a la ecuación (13) se debe indicar que el vector $p^w = \{p_1 \ p_2 \ p_3 \ p_4\}$.

6. MATRIZ DE COMPATIBILIDAD $\boldsymbol{B}$

Por definición de la matriz $\boldsymbol{B}$ se tiene:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{B}\,\boldsymbol{d} \tag{31}$$

Donde $\boldsymbol{\varepsilon}$ es el vector de deformaciones y $\boldsymbol{d}$ es el vector que contiene los desplazamientos nodales. Para el caso plano el vector $\boldsymbol{\varepsilon}$ vale:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial \boldsymbol{u}}{\partial \boldsymbol{x}} \\ \dfrac{\partial \boldsymbol{v}}{\partial \boldsymbol{y}} \\ \dfrac{\partial \boldsymbol{u}}{\partial \boldsymbol{y}} + \dfrac{\partial \boldsymbol{v}}{\partial \boldsymbol{x}} \end{bmatrix} \tag{32}$$

El vector de desplazamientos, vale:

$$\boldsymbol{d} = \{u_1 \quad v_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad \cdots \quad u_8 \quad v_8\}^T \tag{33}$$

Luego la matriz $\boldsymbol{B}$ tiene 3 filas y 16 columnas. Se halla midiendo las deformaciones $\boldsymbol{\varepsilon}$ correspondientes a las deformadas elementales. Así por ejemplo, la primera columna de la matriz $\boldsymbol{B}$ se hallará midiendo las deformaciones correspondientes a la deformada elemental $u_1 = 1$ y las demás nulas. La segunda columna de $\boldsymbol{B}$ se halla de la deformada elemental $v_1 = 1$ y las demás nulas. Sea $\boldsymbol{B}_1$ la matriz que contiene a los valores de las deformaciones de las dos primeras columnas de $\boldsymbol{B}$, que corresponden al nodo 1.

$$\boldsymbol{B}_1 = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial \phi_1(s,t)}{\partial x} & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial \phi_1(s,t)}{\partial y} \\ \dfrac{\partial \phi_1(s,t)}{\partial y} & \dfrac{\partial \phi_1(s,t)}{\partial x} \end{bmatrix} \tag{34}$$

Por lo tanto, la matriz $\boldsymbol{B}$ vale:

$$\boldsymbol{B} = [\boldsymbol{B}_1 \quad \boldsymbol{B}_2 \quad \boldsymbol{B}_3 \quad \boldsymbol{B}_4 \quad \boldsymbol{B}_5 \quad \boldsymbol{B}_6 \quad \boldsymbol{B}_7 \quad \boldsymbol{B}_8] \tag{35}$$

De tal manera la matriz $\boldsymbol{B}$ del nodo i vale:

$$\boldsymbol{B}_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial x} \end{bmatrix} \tag{36}$$

7. MATRIZ JACOBIANA Y SU INVERSA

Se define la matriz Jacobiana $\boldsymbol{J}$ de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial y}{\partial t} \end{bmatrix} \tag{37}$$

El determinante de la matriz Jacobiana es el área de influencia del punto de integración, en el Método de la Cuadratura de Gauss. Para entender bien el significado de $\boldsymbol{J}$, a continuación se definen las coordenadas reales y las coordenadas naturales, también llamadas coordenadas computacionales.

A la izquierda de la figura 7 se presentan las coordenadas reales de un elemento finito. Nótese que se ha numerado al primer nodo en la parte inferior izquierda y se ha continuado la numeración en forma antihoraria; las coordenadas del nodo 1, son (x_1, y_1) y así sucesivamente. A la derecha de la figura 7 se muestran las coordenadas naturales, para el nodo 1, ahora le corresponde $(-1,-1)$. Un punto cualquiera dentro del elemento finito se halla con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} x &= x_1\phi_1(s,t) + x_2\phi_2(s,t) + x_3\phi_3(s,t) + x_4\phi_4(s,t) + \\ &\quad + x_5\phi_5(s,t) + x_6\phi_6(s,t) + x_7\phi_7(s,t) + x_8\phi_8(s,t) \\ y &= y_1\phi_1(s,t) + y_2\phi_2(s,t) + y_3\phi_3(s,t) + y_4\phi_4(s,t) + \\ &\quad + y_5\phi_5(s,t) + y_6\phi_6(s,t) + y_7\phi_7(s,t) + y_8\phi_8(s,t) \end{aligned} \tag{38}$$

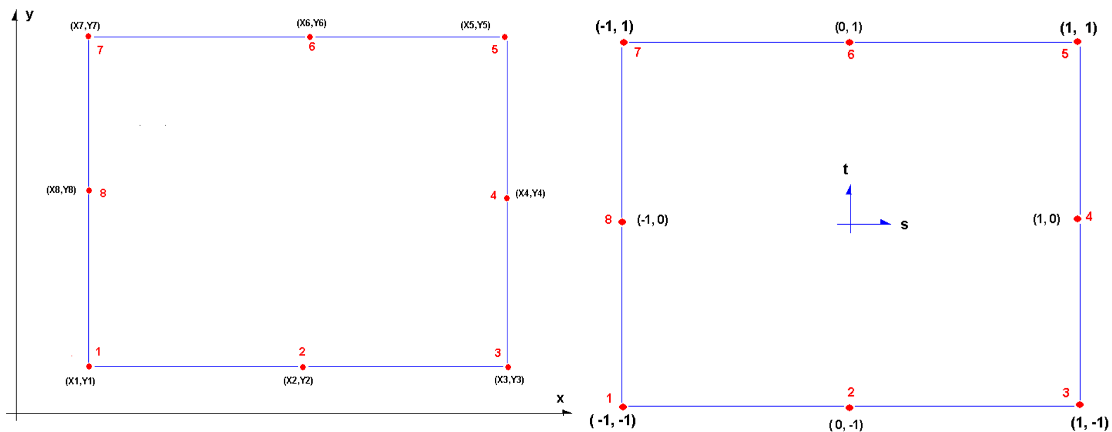


Figura 7 Coordenadas reales y naturales de un elemento finito Q8.

Para encontrar la matriz de compatibilidad $\boldsymbol{B}$ se debe tener en cuenta, lo siguiente:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \phi_i}{\partial s} &= \frac{\partial \phi_i}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \phi_i}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} &= \frac{\partial \phi_i}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial \phi_i}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial t}\end{aligned} \tag{39}$$

Escrito en forma matricial, se tiene:

$$\begin{bmatrix}\frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial y}{\partial t}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial x}\end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix}\frac{\partial \boldsymbol{\phi_i}}{\partial \boldsymbol{s}} \\ \frac{\partial \boldsymbol{\phi_i}}{\partial \boldsymbol{t}}\end{bmatrix} = \boldsymbol{J}\begin{bmatrix}\frac{\partial \boldsymbol{\phi_i}}{\partial \boldsymbol{x}} \\ \frac{\partial \boldsymbol{\phi_i}}{\partial \boldsymbol{x}}\end{bmatrix} \tag{40}$$

De donde la derivada de las funciones de forma respecto de las coordenadas reales puede obtenerse de:

$$\begin{bmatrix}\frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y}\end{bmatrix} = J^{-1}\begin{bmatrix}\frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t}\end{bmatrix} \tag{41}$$

De tal manera que para hallar la matriz de compatibilidad $\boldsymbol{B}$ y la matriz de permeabilidad (22) se debe encontrar las funciones de forma con respecto a las coordenadas naturales, luego la matriz Jacobiana y finalmente se obtienen las derivadas de las funciones de forma en coordenadas cartesianas, mediante la ecuación (41).

Para terminar con el cálculo de la matriz de rigidez de la fase sólida, se debe indicar que la matriz de elasticidad para un problema de deformación plana es (Oliver, 2000):

$$\boldsymbol{C_T} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{bmatrix}1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2}\end{bmatrix} \tag{42}$$

Donde ν es el módulo de poisson; E es el módulo de elasticidad del suelo.

8. MATRICES DE ACOPLAMIENTO Y DE RIGIDEZ DEL FLUIDO

La matriz de acoplamiento $\boldsymbol{Q_{SW}}$ se puede hallar utilizando la ecuación (19) o la (20). Los términos que intervienen en esta ecuación son: la matriz de compatibilidad $\boldsymbol{B}$ que tiene 3

filas y 16 columnas; a_{11} que es un escalar; $\boldsymbol{m}$ es un vector de 4 columnas y 1 fila; $\boldsymbol{N_P}$ es el vector que contiene las funciones de forma para la fase líquida y tiene 1 fila y 4 columnas. A continuación se vuelve a copiar nuevamente la ecuación (19) con la cual se halla $\boldsymbol{Q_{SW}}$.

$$\boldsymbol{Q_{SW}} = \iint \boldsymbol{B^T} \ \boldsymbol{a}_{11} \ \boldsymbol{m^T} \ \boldsymbol{N_P} \ \boldsymbol{J} \ ds \ dt \qquad (43)$$

Para poder realizar el producto matricial indicado la matriz de compatibilidad $\boldsymbol{B}$ debe tener 4 filas en lugar de 3 filas, por lo que se aumenta una fila más con ceros. Esta última fila corresponde a las deformaciones en sentido perpendicular al plano ε_z que son nulas ya que el problema es en dos dimensiones.

Con estas acotaciones, para el cálculo de la matriz de acoplamiento $\boldsymbol{Q_{SW}}$ se realiza el producto matricial indicado en la ecuación (19) y se integra aplicando la cuadratura de Gauss.

Para un suelo saturado se encuentra la matriz de rigidez del fluido $\boldsymbol{P_{WW}}$ aplicando la ecuación (21), previamente se debe realizar el producto matricial indicado en dicha ecuación e integrar aplicando la cuadratura de Gauss. Para tener presente su cálculo se copia de nuevo la ecuación (21).

9. EXPANSIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ

La matriz de rigidez del elemento finito, $\boldsymbol{K_e}$ para suelo saturado, definido en la ecuación (17) es de 20 por 20 , ya que la matriz de rigidez $\boldsymbol{K}$ es de 16 por 16; la matriz de acoplamiento $\boldsymbol{Q_{SW}}$ de 16 por 4 y la matriz de rigidez del fluido $\boldsymbol{P_{WW}}$ de 4 por 4. Ahora bien, esta matriz de rigidez se debe expander a los 24 grados de libertad del elemento indicado en la figura 3, para ello se procede en la forma indicada en la figura 8.

En la parte superior izquierda de la figura 8, se muestra la matriz de rigidez de 20 por 20 que inicialmente se obtiene, ahí se pueden ver las diferentes matrices que la conforman. Luego en la parte superior derecha se ve que se a añadido una matriz identidad cuadrada de 4 por 4 y dos matrices cero de 20 por 4 y su transpuesta. La matriz identidad incrementada es para los grados de libertad de las presiones que se consideran en los nodos intermedios del elemento finito, que son cero, de tal manera que el vector de colocación de las presiones para los nodos intermedios es cero, por lo que no influye el haber colocado la unidad.

Ahora se debe obtener la matriz de rigidez del elemento finito de acuerdo a la numeración de los grados de libertad indicados en la figura 3, para ello se procede a intercambiar filas y columnas; en la parte inferior izquierda de la figura 3 se muestra el intercambio de columnas y en la parte inferior derecha el intercambio de filas, se ha utilizado diferentes colores para ilustrar el cambio, sin embargo a continuación se explica brevemente la forma como se cambian las columnas.

Las dos primeras columnas corresponden a la matriz $\boldsymbol{K}$ luego quedan como está, luego se puede ver en la figura 3 que el grado de libertad 3 corresponde a la presión por lo que se toma la primera columna de la matrices $\boldsymbol{Q_{SW}}$, $\boldsymbol{P_{SW}}$ y se coloca a continuación; las dos siguientes columnas corresponden a la matriz $\boldsymbol{K}$ por lo que queda igual; luego para el nodo intermedio la presión es cero por lo que se toma la primera columna de la matriz ceros y la identidad que se añadió y se intercambia; así se continúa con el intercambio de las columnas. Luego en el mismo orden se intercambian las filas.

La justificación del intercambio de filas y columnas está en la matriz de transformación de coordenadas, descrito con detalle en Aguiar (2004). No solo se debe intercambiar las filas y columnas de la matriz de rigidez sino también las filas del vector de cargas.

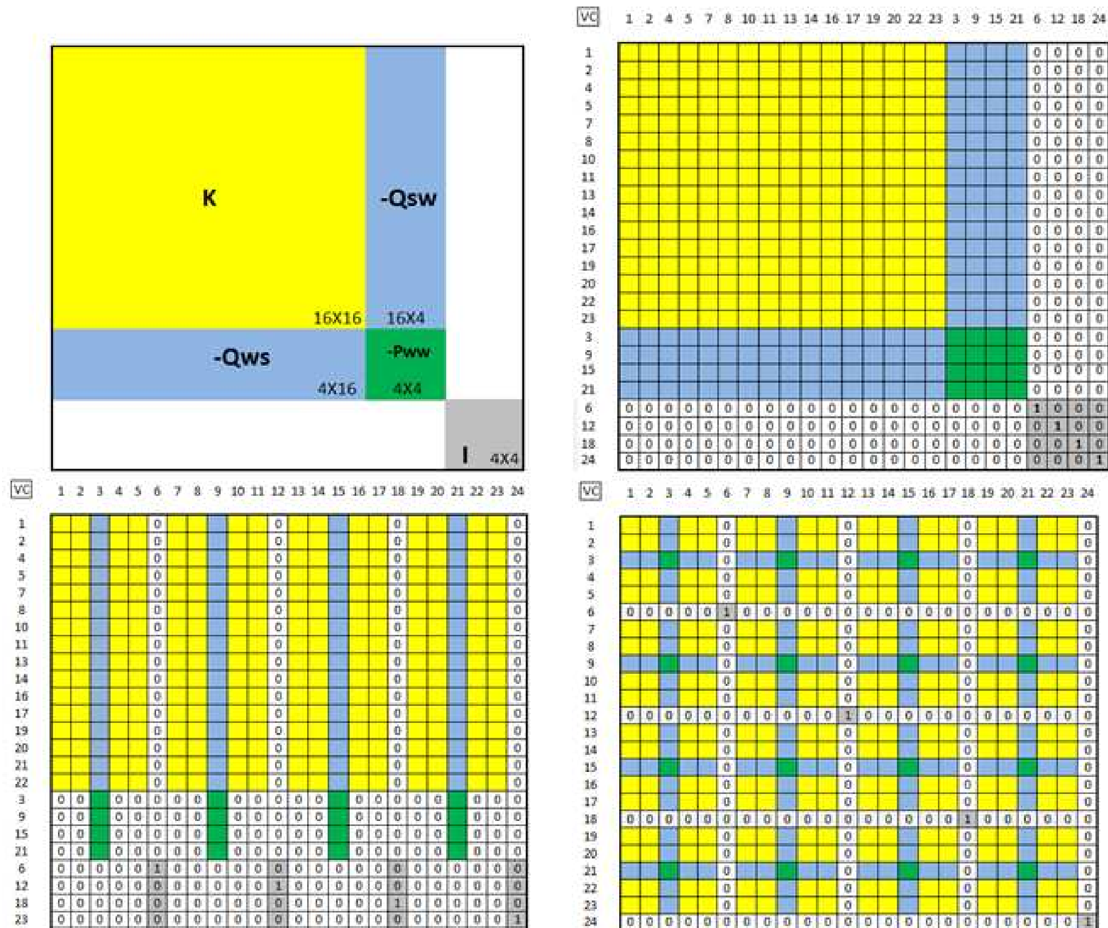


Figura 8 Expansión de la matriz de rigidez del elemento finito.

10. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se desea encontrar la matriz de rigidez del elemento finito indicado en la figura 9, considerando 9 nodos, el elemento es de 1 por 1 y se han numerado los nodos en la forma indicada, para que la matriz de rigidez tenga el menor ancho de banda. El módulo de elasticidad del material $E = 1000$; el módulo de Poisson $\nu = 0.3$; el espesor del elemento es $e = 1.0$; la relación de vacíos del material $e_0 = 2$; la rigidez del suelo $k_S = 1000000$; la rigidez del agua $k_w = 1000000$; la permeabilidad del suelo en sentido X es igual a la permeabilidad en sentido Y, $k_x = k_y = 0.0000864$. Se omiten las unidades por facilidad de explicación.

En el Anexo 1 se indica el programa ***KelemQ8C0Sat*** debidamente documentado, razón por la cual se omite la explicación de los datos de entrada, únicamente se indica como se opera en la modalidad consola.

```
>> ielem=1;
>> matpr=[1000  0.3  1.0  2  1000000  1000000  0.0000864  0.0000864  0  0];
>> timer=[ 0.10  0.10   50  0.01   0.50]; % Aplicación de carga y datos de integración.
```

```
>> conec=[1  3  5  7  8  6  4  2  1]; % Numeración de nodos en forma antihoraria.
>> coord.=[0.0  0.0; 0.0  0.5; 0.5  0.0; 0.0  1.0; 1.0  0.0; 0.5  1.0; 1.0  0.5; 1.0 1.0];
I>> inc=1;
```

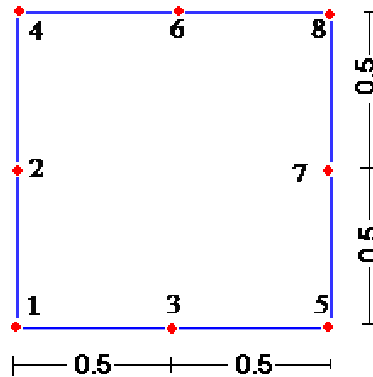


Figura 9 Descripción de ejemplo numérico.

La matriz de rigidez del elemento finito que reporta el programa es:

Kelem =

1.0e+003 *

Columns 1 through 6

0.9615	0.4541	0.0002	-1.1538	-0.1496	0.0000
0.4541	0.9615	0.0002	-0.2778	-0.1923	0.0000
0.0002	0.0002	-0.0000	-0.0002	0.0002	0.0000
-1.1538	-0.2778	-0.0002	2.5641	0.0000	0.0000
-0.1496	-0.1923	0.0002	0.0000	1.2821	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010
0.5128	0.0160	0.0000	-1.1538	0.1496	0.0000
-0.0160	0.3526	0.0001	0.2778	-0.1923	0.0000
-0.0000	0.0001	-0.0000	0.0002	0.0002	0.0000
-0.3205	-0.1068	-0.0002	0.0000	-0.4274	0.0000
-0.1068	-0.6410	-0.0001	-0.4274	-0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.4808	0.1870	0.0001	-0.6410	-0.1068	0.0000
0.1870	0.4808	0.0001	-0.1068	-0.3205	0.0000
-0.0001	-0.0001	-0.0000	0.0001	0.0002	0.0000
-0.6410	-0.1068	-0.0001	1.0256	-0.0000	0.0000
-0.1068	-0.3205	-0.0002	-0.0000	-0.2564	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.3526	-0.0160	0.0001	-0.6410	0.1068	0.0000
0.0160	0.5128	0.0000	0.1068	-0.3205	0.0000
0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0001	0.0002	0.0000
-0.1923	-0.1496	0.0002	0.0000	0.4274	0.0000
-0.2778	-1.1538	-0.0002	0.4274	-0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Columns 7 through 12

0.5128	-0.0160	-0.0000	-0.3205	-0.1068	0.0000
0.0160	0.3526	0.0001	-0.1068	-0.6410	0.0000
0.0000	0.0001	-0.0000	-0.0002	-0.0001	0.0000
-1.1538	0.2778	0.0002	0.0000	-0.4274	0.0000

0.1496	-0.1923	0.0002	-0.4274	-0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.9615	-0.4541	-0.0002	-0.1923	0.2778	0.0000
-0.4541	0.9615	0.0002	0.1496	-1.1538	0.0000
-0.0002	0.0002	-0.0000	-0.0002	-0.0002	0.0000
-0.1923	0.1496	-0.0002	1.2821	0.0000	0.0000
0.2778	-1.1538	-0.0002	0.0000	2.5641	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010
0.3526	0.0160	-0.0001	-0.1923	-0.2778	0.0000
-0.0160	0.5128	0.0000	-0.1496	-1.1538	0.0000
-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0002	0.0002	0.0000
-0.6410	0.1068	0.0001	0.0000	0.4274	0.0000
0.1068	-0.3205	-0.0002	0.4274	-0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.4808	-0.1870	-0.0001	-0.3205	0.1068	0.0000
-0.1870	0.4808	0.0001	0.1068	-0.6410	0.0000
0.0001	-0.0001	-0.0000	-0.0002	0.0001	0.0000
-0.3205	0.1068	0.0002	-0.2564	0.0000	0.0000
0.1068	-0.6410	-0.0001	0.0000	1.0256	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Columns 13 through 18

0.4808	0.1870	-0.0001	-0.6410	-0.1068	0.0000
0.1870	0.4808	-0.0001	-0.1068	-0.3205	0.0000
0.0001	0.0001	-0.0000	-0.0001	-0.0002	0.0000
-0.6410	-0.1068	0.0001	1.0256	0.0000	0.0000
-0.1068	-0.3205	0.0002	0.0000	-0.2564	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.3526	-0.0160	-0.0001	-0.6410	0.1068	0.0000
0.0160	0.5128	-0.0000	0.1068	-0.3205	0.0000
-0.0001	0.0000	-0.0000	0.0001	-0.0002	0.0000
-0.1923	-0.1496	-0.0002	0.0000	0.4274	0.0000
-0.2778	-1.1538	0.0002	0.4274	-0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.9615	0.4541	-0.0002	-1.1538	-0.1496	0.0000
0.4541	0.9615	-0.0002	-0.2778	-0.1923	0.0000
-0.0002	-0.0002	-0.0000	0.0002	-0.0002	0.0000
-1.1538	-0.2778	0.0002	2.5641	-0.0000	0.0000
-0.1496	-0.1923	-0.0002	-0.0000	1.2821	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010
0.5128	0.0160	-0.0000	-1.1538	0.1496	0.0000
-0.0160	0.3526	-0.0001	0.2778	-0.1923	0.0000
0.0000	-0.0001	-0.0000	-0.0002	-0.0002	0.0000
-0.3205	-0.1068	0.0002	-0.0000	-0.4274	0.0000
-0.1068	-0.6410	0.0001	-0.4274	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Columns 19 through 24

0.3526	0.0160	0.0001	-0.1923	-0.2778	0.0000
-0.0160	0.5128	-0.0000	-0.1496	-1.1538	0.0000
0.0001	0.0000	-0.0000	0.0002	-0.0002	0.0000
-0.6410	0.1068	-0.0001	0.0000	0.4274	0.0000
0.1068	-0.3205	0.0002	0.4274	-0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.4808	-0.1870	0.0001	-0.3205	0.1068	0.0000
-0.1870	0.4808	-0.0001	0.1068	-0.6410	0.0000

-0.0001	0.0001	-0.0000	0.0002	-0.0001	0.0000
-0.3205	0.1068	-0.0002	-0.2564	0.0000	0.0000
0.1068	-0.6410	0.0001	0.0000	1.0256	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.5128	-0.0160	0.0000	-0.3205	-0.1068	0.0000
0.0160	0.3526	-0.0001	-0.1068	-0.6410	0.0000
-0.0000	-0.0001	-0.0000	0.0002	0.0001	0.0000
-1.1538	0.2778	-0.0002	0.0000	-0.4274	0.0000
0.1496	-0.1923	-0.0002	-0.4274	-0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.9615	-0.4541	0.0002	-0.1923	0.2778	0.0000
-0.4541	0.9615	-0.0002	0.1496	-1.1538	0.0000
0.0002	-0.0002	-0.0000	0.0002	0.0002	0.0000
-0.1923	0.1496	0.0002	1.2821	-0.0000	0.0000
0.2778	-1.1538	0.0002	0.0000	2.5641	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010

En su ejecución el programa llama a los programas que se indican en el Anexo 2 y son los siguientes:

- **gauss_points** Que define los puntos y pesos de la cuadratura de Gauss.
- **FluidCoef** Que determina los coeficientes a_1, a_{11}
- **ShapeQC0** Que obtiene las funciones de forma para la fase sólida y la fase líquida, encuentra además las derivadas respecto de las coordenadas naturales.
- **Jacobian_Matrix** Determina la Matriz Jacobiana, su determinante y las derivadas de las funciones de forma con respecto a sus coordenadas reales. (Ecuación 41).
- **MatrizB** Encuentra la matriz de compatibilidad para la fase sólida.
- **MatrizD** Determina la matriz de elasticidad para el caso de deformación plana.
- **Expand** Expande la matriz de rigidez de 20 por 20 a 24 por 24.

REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2004). *Análisis Matricial de Estructuras,* Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Tercera Edición, 550 p., Quito.
2. Aguiar R., García E., (2010) “Análisis Sísmico en sentido longitudinal del Puente Carrizal con dos modelos. Empleando CEINCI-LAB”, *Revista Ciencia. Escuela Politécnica del Ejército,* 63-86, Quito.
3. Awruch, A.M. & Di Rado, H.A. (1998) “Introducción al método de los elementos finitos”. EUDENE.
4. Beneyto, Pablo A., Di Rado, Héctor A., Mroginski, Javier L., Awruch, Armando M. (2005), “Un modelo basado en la combinación de estados para el análisis de la consolidación en suelos no saturados”. *Mecánica Computacional*. Vol. 24, 515-627 (ISSN 1666-6070), Argentina.
5. Lewis, RW & Schrefler, BA. (1998) “The finit element method in the static and dinamic deformation and consolidation of porous media”. Chichester: Wiley.
6. Mroginski, Javier L. (2008) “Geomecánica no lineal aplicada a problemas ambientales en medios porosos parcialmente saturados” Maestría en Ciencias de la Ingeniería. Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional del Nordeste, Argentina.
7. Mroginski, J.L., Di Rado, H.A., Beneyto, P.A., Awruch, A.M. (2010) “A finite element approach for multiphase fluid flow in porous media” Mathematics and Computers in Simulation. Elsevier (in press doi: 10.1016/j.matcom.2010.07.001).
8. Oliver, Xavier (2000) “Mecánica de medios continuos para ingenieros”. Edición UPC, Barcelona, España.

9. Oñate E., (1992), Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos. Análisis estático lineal., Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña, Primera edición, 838 p., Barcelona, España.
10. Zienkiewicz, O.C. & Taylor, R.L.(1998) "The finite element method", volume I. McGraw Hill.

ANEXO 1

```
function [Kelem,Felem] = KelemQ8C0Sat(ielem,matpr,timer,conec,coord,inc);
%
% | Kaa   Csw   | |Au|  | 0  0  | |u|  |fu|  Kaa = B'*D*B   ; fa = -B'*Sigma
% |             | |  | = |       | | | + |  |  Kal = B'*D*m*H  ; fe = N'*Fext
% | Cws  Sww+Hww | |Ap|  | 0  Hww | |p|  |fp|  Kla = H'*n*D*B  ; fl = F(Sigma,Lambda,Grad2Lambda)*H
%                                  Kll = H'*(n'*D*m + h)*H - g*H'*P ;
%                        nota: todo integrado en el dV
%------------------------------------------------------------------------
%       Programado por: Javier Mroginski
%       Universidad Nacional del Nordeste (UNNE)
%------------------------------------------------------------------------
%----Datos de entrada---
% ielem   es el numero de elemento que se analiza.
% matpr   es las propiedades de los materiales son 8 números mas 2 ceros al final
% timer   son los 5 datos de como se aplica el escalón de carga, convergencia, integración, ΔT y theta
% conec   es la numeración de los nudos en forma antihorario, empezando en vértice inferior izquierdo. Termina con el
%         numero de material.
% coord.  son las coordenadas de los nudos, dos columnas, la X y la Y.
% inc     es el incremento de carga, en este trabajo se toma inc=1 por que se requiere de un solo escalón para ver la
%         matriz de rigidez del elemento.
% nelem  Cantidad de elementos (Para ejemplo 1)
% nnodo  Número de nudos por elemento (8)
% nnod4  Número de nodos de esquina (4)
% npoin  Número de nudos totales (8) en la malla
% nload  Cantidad de cargas por nudo (para este ejemplo nload= 3)
% ngaus  Orden de interacción (2)
% ndime  Dimensión del problema 2 dimensiones o 3 dimensiones (2)
% ndofn  Grados de libertad por nudo (3)
% nfixe   Numero de nudos restringuidos (7)
% numat  Cantidad de materiales (1)
% ninc    Cantidad de incrementos (1)
% nstre   Código para Tensión plana es 3 para deformación plana es 4
% ntype   Código que identifica tipo de problema. Sólido 1 Suelo Saturado 2.
%--------------------------------------------------------------------
nelem=1;nnodo=8; nnod4=4; npoin=8; nload=3; ngaus=2; ndime=2; ndofn=3;
nfixe=7; numat=1; ninc=1; nstre=4; ntype=2;
%---La siguiente sentencia se debe habilitar cuando se ejecute program.mat---
% y borrar los datos que acabo de dar.
%global nelem nnodo nnod4 npoin nload ngaus ndime ndofn nfixe numat ninc nstre ntype

Kaa = zeros(nnodo*ndime , nnodo*ndime)  ;  Csw = zeros(nnodo*ndime , nnod4) ;
Hww = zeros(nnod4 , nnod4)              ;  Kpp = zeros(nnod4 , nnod4)       ;
fu =  zeros(nnodo*ndime , 1)            ;  fw =  zeros(nnod4 , 1) ;
Nu = zeros(ndime,nnodo*ndime);

[gausp,weigp] = gauss_points(ngaus);

corlo = coord(conec(ielem,1:1:nnodo),:) ;
corl4 = corlo([1 3 5 7],:) ;
kgaus = 0 ; imat=conec(ielem,9);
D = MatrizD(matpr(imat,:),nstre);
DTime = timer(inc,4) ; Theta = timer(inc,5) ;

Kx = matpr(imat,7)./10 ; Ky = matpr(imat,8)./10 ; %se divide por 10 por las unidades
Kperm = [Kx 0.0 ; 0.0 Ky ] ;
m = [1 1 0 1]';

dens = matpr(imat,9)  ;  denw = matpr(imat,10)  ;
Ks   = matpr(imat,5)  ;  Kw   = matpr(imat,6)  ;
e0 = matpr(imat,4)    ; % Relación de vacíos inicial
n = e0/(e0+1)         ; % Porosidad
```

```
Satgr = 1.0 ;           % Grado de saturación, Satgr=1 -> 100% saturado
g = [0 9.81]';          % Vector gravedad (en m/s2)
[alpha,beta] = FluidCoef(D,m,Ks,Kw,n,Satgr);

for igaus=1:ngaus
    psi=gausp(igaus) ;
    for jgaus=1:ngaus
        kgaus = kgaus + 1 ;
        eta=gausp(jgaus);
        [shap8,deri8] = ShapeQC0(psi,eta,nnodo) ;   % Funcion de forma y derivada para u
        Nu(1,1:2:nnodo*ndime)=shap8 ;
        Nu(2,2:2:nnodo*ndime)=shap8 ;
        [shap4,deri4] = ShapeQC0(psi,eta,nnod4) ;   % Funcion de forma y derivada para p
        [detJB,DerCa,MatJB] = Jacobian_Matrix(corlo,shap8,deri8,ndime,nnodo)   ;

        difV8 = detJB*weigp(igaus)*weigp(jgaus)*matpr(imat,3)   ;
        MatrB = MatrizB(ndime,nnodo,nstre,corlo,shap8,DerCa)    ;
                        Kaa = Kaa + MatrB'*D*MatrB*difV8        ;   % Matriz de rigidez de la fase solida
        [detJB,DerCa,MatJB] = Jacobian_Matrix(corl4,shap4,deri4,ndime,nnod4)   ;
        difV4 = detJB*weigp(igaus)*weigp(jgaus)*matpr(imat,3)   ;
        Csw = Csw + alpha.*MatrB'*m*shap4.*difV4            ;  % Matriz de acoplamiento solido-agua
        Smat= beta.*shap4'*shap4.*difV4    ;
        Hww = DerCa*Kperm*DerCa'.*difV4                   ;
        Kpp = Kpp + (Smat + Theta*DTime*Hww)               ;
        fu = fu + Nu'*g.*(dens*(n-1)+denw*n).*difV8        ;
        fw = fw + DerCa*Kperm*g.*denw.*difV4               ;

  end %jgaus
end %igaus

Ke = [+Kaa  -Csw  zeros(16,4);
      -Csw'  -Kpp  zeros(4,4) ;
      zeros(4,20)   eye(4,4)] ;
Fe = [-fu ; fw ; ones(4,1)] ;

[Kelem,Felem] = Expand(Ke,Fe,nnodo,ndofn,ntype,ndime) ;
```

ANEXO 2

function [gausp,weigp] = gauss_points(ngaus)

```
if ngaus==1
 gausp(1)=0.0;
 weigp(1)=2.0;
elseif ngaus==2
 gausp(1)= -1/(sqrt(3)); %-0.577350269189626
 gausp(2)=  1/(sqrt(3)); %0.577350269189626
 weigp(1)=1.0;
 weigp(2)=1.0;
end
return
```

function [alpha,beta] = FluidCoef(D,m,Ks,Kw,n,Satgr);

```
% Ks = 1000000.0 ; % Rigidez del grano
% Kw = 1000000.0 ; % Rigidez del grano
% n = 2/(2+1) ;    % Porosidad
% Satgr = 1.0 ;      % Grado de saturación, Satgr=1 -> 100% saturado
DRCom = m'*D*m ;
DRCom = DRCom/9 ;
Lvalu = 1.0 - DRCom/Ks ;

alpha = Satgr*Lvalu ;
beta = (Lvalu-n)*Satgr/Ks + n*Satgr/Kw ;

function [shape,deriv] = ShapeQC0(psi,eta,nnodo)

S = psi ; T=eta ;
S2 = S*2.0 ; T2 = T*2.0 ;
SS = S*S ; TT=T*T ;
```

```
ST=S*T ; SST=S*S*T ; STT=S*T*T ; ST2=S*T*2.0 ;

if nnodo==4
    shape(1) = 0.25*(1 - S)*(1 - T);
    shape(2) = 0.25*(1 + S)*(1 - T);
    shape(3) = 0.25*(1 + S)*(1 + T);
    shape(4) = 0.25*(1 - S)*(1 + T);
    deriv(1,1) = -0.25*(1-T);
    deriv(2,1) = 0.25*(1-T);
    deriv(3,1) = 0.25*(1+T);
    deriv(4,1) = -0.25*(1+T);
    deriv(1,2) = -0.25*(1-S);
    deriv(2,2) = -0.25*(1+S);
    deriv(3,2) = 0.25*(1+S);
    deriv(4,2) = 0.25*(1-S);

elseif nnodo==8

  shape(1)=(-1.0+ST+SS+TT-SST-STT)/4.0  ;
  shape(2)=(1.0-T-SS+SST)/2.0           ;
  shape(3)=(-1.0-ST+SS+TT-SST+STT)/4.0  ;
  shape(4)=(1.0+S-TT-STT)/2.0           ;
  shape(5)=(-1.0+ST+SS+TT+SST+STT)/4.0  ;
  shape(6)=(1.0+T-SS-SST)/2.0           ;
  shape(7)=(-1.0-ST+SS+TT+SST-STT)/4.0  ;
  shape(8)=(1.0-S-TT+STT)/2.0           ;

  deriv(1,1)=(T+S2-ST2-TT)/4.0   ;
  deriv(2,1)=-S+ST               ;
  deriv(3,1)=(-T+S2-ST2+TT)/4.0  ;
  deriv(4,1)=(1.0 -TT)/2.0       ;
  deriv(5,1)=(T+S2+ST2+TT)/4.0   ;
  deriv(6,1)=-S-ST               ;
  deriv(7,1)=(-T+S2+ST2-TT)/4.0  ;
  deriv(8,1)=(-1.0 +TT)/2.0      ;
  deriv(1,2)=(S+T2-SS-ST2)/4.0   ;
  deriv(2,2)=(-1.0 +SS)/2.0      ;
  deriv(3,2)=(-S+T2-SS+ST2)/4.0  ;
  deriv(4,2)=-T-ST               ;
  deriv(5,2)=(S+T2+SS+ST2)/4.0   ;
  deriv(6,2)=(1.0 -SS)/2.0       ;
  deriv(7,2)=(-S+T2+SS-ST2)/4.0  ;
  deriv(8,2)=-T+ST               ;

end

return
```

function [detJB,DerCa,MatJB] = Jacobian_Matrix(corlo,shape,deriv,ndime,nnodo)

```
detJB=0 ;
MatJB=zeros(ndime,ndime);
DerCa=zeros(nnodo,ndime);

%%%% Matriz Jacobiana %%%
for idime=1:ndime
 for jdime=1:ndime
  for inodo=1:nnodo
   MatJB(idime,jdime)=MatJB(idime,jdime)+deriv(inodo,idime)...
                   *corlo(inodo,jdime);
  end
 end
end

%%% Jacobiano %%%
detJB = det(MatJB) ;
if detJB<=0.0
    stop ;
end
%detJB = MatJB(1,1)*MatJB(2,2)-MatJB(2,1)*MatJB(1,2) ;
```

```
%%% Matriz Jacobiana Inversa %%%
MatJBi = pinv(MatJB) ;

%%% Derivada de las funciones de forma en coord. globales %%
 for idime=1:ndime
  for jdime=1:ndime
   for inodo=1:nnodo
    DerCa(inodo,idime) = DerCa(inodo,idime) + ...
                    MatJBi(idime,jdime)*deriv(inodo,jdime) ;
   end
  end
 end
 return
```

function [MatrB]=MatrizB(ndime,nnodo,nstre,corlo,Shape,DerCa)

```
MatrB=zeros(3,ndime*nnodo);

% gpcod = corlo'*Shape' ;

igaus=0;
for inodo=1:nnodo
    jgaus = igaus + 1;
    igaus = jgaus + 1;
    MatrB(1,jgaus) = DerCa(inodo,1);
    MatrB(1,igaus) = 0;
    MatrB(2,jgaus) = 0;
    MatrB(2,igaus) = DerCa(inodo,2);
    MatrB(3,jgaus) = DerCa(inodo,2);
    MatrB(3,igaus) = DerCa(inodo,1);
    MatrB(4,jgaus) = 0.0 ;
    MatrB(4,igaus) = 0.0 ;
End
```

function [D] = MatrizD(matpr,nstre);

```
E=matpr(1);
nu=matpr(2);

if nstre==3
     D = E/(1-nu^2)*[1 nu 0 nu ; nu 1 0 nu ; 0 0 (1-nu)/2 0 ; nu nu 0 1];
elseif nstre==4
D = E*(1-nu)/(1+nu)/(1-2*nu)*[1  nu/(1-nu) 0 0  ;  nu/(1-nu) 1  0 0  ; ...
    0 0 (1-2*nu)/(2*(1-nu)) 0 ;  0 0 0 1] ;
D(4,4)=1;
end
```

function [Kelem,Felem] = Expand(Ke,Fe,nnodo,ndofn,ntype,ndime)

```
% Ordena y expande las matrices de Rigidez elementales y ordena los vectores de carga

% global nelem nnodo nnod4 npoin nload ngaus ndime ndofn nfixe numat ninc nstre ntype

Kelem = zeros(nnodo*ndofn , nnodo*ndofn);
Kcol  = zeros(nnodo*ndofn , nnodo*ndofn);

if ntype==1&ndofn==6 % Sólidos C1
    %%% Intercambio de COLUMNAS
    ind1=1 ; ind2=9 ; ind3=25 ; ind4=33 ;
    for inodo=1:nnodo
        for idofn=1:ndofn
            igl = (inodo-1)*ndofn + idofn ;
            if rem(inodo,2)==1 % nodo impar (de esquina)
                if idofn<=ndime
                    Kcol(:,igl) = Ke(:,ind1) ;
                    ind1=ind1+1 ;
```

```
            else
               Kcol(:,igl) = Ke(:,ind2) ;
               ind2=ind2+1 ;
            end
         elseif rem(inodo,2)==0 % nodo par (intermedio)
            if idofn<=ndime
               Kcol(:,igl) = Ke(:,ind3) ;
               ind3=ind3+1 ;
            else
               Kcol(:,igl) = Ke(:,ind4) ;
               ind4=ind4+1 ;
            end
         end
      end
   end

   %%% Intercambio de FILAS
   ind1=1 ; ind2=9 ; ind3=25 ; ind4=33 ;
   for inodo=1:nnodo
      for idofn=1:ndofn
         igl = (inodo-1)*ndofn + idofn ;
         if rem(inodo,2)==1 % nodo impar (de esquina)
            if idofn<=ndime
               Kelem(igl,:) = Kcol(ind1,:) ;
               ind1=ind1+1 ;
            else
               Kelem(igl,:) = Kcol(ind2,:) ;
               ind2=ind2+1 ;
            end
         elseif rem(inodo,2)==0 % nodo par (intermedio)
            if idofn<=ndime
               Kelem(igl,:) = Kcol(ind3,:) ;
               ind3=ind3+1 ;
            else
               Kelem(igl,:) = Kcol(ind4,:) ;
               ind4=ind4+1 ;
            end
         end
      end
   end

elseif ntype==2&ndofn==3 % Suelos Saturados

%%% Intercambio de COLUMNAS
   ind1=1 ; ind2=17 ; ind3=21 ;
   for inodo=1:nnodo
      for idofn=1:ndofn
         igl = (inodo-1)*ndofn + idofn ;
         if rem(inodo,2)==1 % nodo impar (de esquina)
            if idofn<=ndime
               Kcol(:,igl) = Ke(:,ind1) ;
               ind1=ind1+1 ;
            else
               Kcol(:,igl) = Ke(:,ind2) ;
               ind2=ind2+1 ;
            end
         elseif rem(inodo,2)==0 % nodo par (intermedio)
            if idofn<=ndime
               Kcol(:,igl) = Ke(:,ind1) ;
               ind1=ind1+1 ;
            else
               Kcol(:,igl) = Ke(:,ind3) ;
               ind3=ind3+1 ;
            end
         end
      end
   end

   %%% Intercambio de FILAS
   ind1=1 ; ind2=17 ; ind3=21 ;
   for inodo=1:nnodo
      for idofn=1:ndofn
         igl = (inodo-1)*ndofn + idofn ;
```

```
         if rem(inodo,2)==1 % nodo impar (de esquina)
            if idofn<=ndime
               Kelem(igl,:) = Kcol(ind1,:) ;
               Felem(igl,:) = Fe(ind1,:) ;
               ind1=ind1+1 ;
            else
               Kelem(igl,:) = Kcol(ind2,:) ;
               Felem(igl,:) = Fe(ind2,:) ;
               ind2=ind2+1 ;
            end
         elseif rem(inodo,2)==0 % nodo par (intermedio)
            if idofn<=ndime
               Kelem(igl,:) = Kcol(ind1,:) ;
               Felem(igl,:) = Fe(ind1,:) ;
               ind1=ind1+1 ;
            else
               Kelem(igl,:) = Kcol(ind3,:) ;
               Felem(igl,:) = Fe(ind3,:) ;
               ind3=ind3+1 ;
            end
         end
      end
   end

end
```

IMPLEMENTACIÓN DE UN ENSAYO PCR MULTIPLEX PARA DETECCIÓN DE GENES VANA, VANB Y VANC RELACIONADOS CON RESISTENCIA A GLUCOPÉPTIDOS EN ENTEROCOCCUS FAECIUM Y ENTEROCOCCUS FAECALIS

María Elena Terreros[(1)], Marcelo Grijalva[(1)], Patricia Jiménez[(2)]

[(1)]Laboratorio de Biotecnología Humana
Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, Ecuador

[(2)]Laboratorio de Biotecnología Animal
Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, Ecuador

RESUMEN

Se ha implementado un ensayo genético molecular basado en PCR multiplex para la detección temprana, confiable y precisa de 3 genes relacionados con resistencia a vancomicina (*vanA*, *vanB* y *vanC*), en dos especies de enterococo clínicamente importantes, *Enterococcus faecium* y *Enterococcus faecalis*.

El sistema se aplicó a muestras clínicas previamente aisladas mediante técnicas tradicionales de cultivo microbiológico y detección de resistencia a antibióticos por antibiograma. La caracterización molecular determinó que 2 de las 10 muestras clínicas recibidas eran *Enterococcus faecium* de genotipo *vanA*. Las 8 restantes fueron caracterizadas como *Enterococcus faecalis* sensibles a glucopéptidos. Existió concordancia entre los datos obtenidos por técnicas convencionales de microbiología clínica y el ensayo molecular implementado. La aplicación de esta técnica brindará a los pacientes rapidez y seguridad en la determinación de infecciones por enterococos resistentes a vancomicina (ERV).

ABSTRACT

We implemented a molecular genetic test based on multiplex PCR for the early reliable and accurate detection of three genes associated with resistance to vancomycin (*vanA*, *vanB* and *vanC*) in two clinically important species of enterococci, *Enterococcus faecium* and *Enterococcus faecalis*.

The system was applied to clinical samples which were previously isolated using traditional microbiological culture along with detection of antibiotic resistance by susceptibility testing. The molecular characterization assay found two out of 10 clinical samples to be a *Enterococcus faecium* *vanA* genotype. The remaining eight were characterized as *Enterococcus faecalis* susceptible to glycopeptides. There was consistency between data obtained by conventional clinical microbiology techniques and molecular testing. The application of this technique will help provide patients with a fast and reliable method to identify infectious events involving vancomycin resistant enterococci (VRE).

1. INTRODUCCIÓN

La Vancomicina es un antibiótico glucopeptídico utilizado en el tratamiento de infecciones por bacterias Gram positivas en caso de resistencia o alergia a otros antibióticos.

Su uso se ve limitado por los efectos secundarios que causa en el paciente, además de la reciente aparición de brotes de cepas resistentes que ha encendido la alerta en muchos hospitales alrededor del mundo (Pérez, 2002).

En el Ecuador los dos primeros casos de ERV se detectaron en el Hospital de las Fuerzas Armadas de Quito, en agosto y septiembre del 2001. El tercer caso fue reportado en el Hospital Carlos Andrade Marín en el mismo año. En todos ellos, la caracterización microbiológica tradicional determinó la presencia de *Enterococcus faecium* resistente a vancomicina (Zurita et al, 2002).

Datos del National Nosocomial Infection Surveillance (NNIS) de los Estados Unidos de América, revelan un aumento en los porcentajes de ERV desde 1989, con tasas que en el año 2000 se acercaron al 20% de todos los enterococos aislados (Mundy et al, 2000).

Se han descrito seis genotipos de resistencia a vancomicina: *vanA*, *vanB*, *vanC*, *vanD*, *vanE* y *vanG*. Todos ellos comparten un mecanismo de resistencia muy similar basado fundamentalmente en la sustitución del dipéptido terminal D-alanina-D- alanina, bien por D-alanina-D-lactato o por D-alanina-D-serina en la cadena de peptidoglucano de la pared celular bacteriana (Cetinkaya et al, 2000).

Los genotipos *vanA* y *vanB*, adquiridos y transferibles, son los únicos que han estado implicados en brotes hospitalarios, por lo que su presencia implica la toma rápida de medidas de control. *vanC* se ha reportado en menor medida pero existe una prevalencia relativamente alta de casos a nivel mundial. Los genotipos de resistencia *vanD*, *vanE* y *vanG* se han encontrado solo en unos pocos casos y su importancia clínica y epidemiológica es menos clara, ya que hasta el momento no han estado implicados en brotes (Pérez, 2002).

Clark *et al* (1993), Hayden *et al* (1993) y Quintiliani, Evers & Courvalin (1993) demostraron que los genotipos de resistencia a los glucopéptidos no siempre corresponden al fenotipo de resistencia determinado por las pruebas de sensibilidad a los antimicrobianos. Es por ello que el estudio de la epidemiología de la resistencia a los glucopéptidos es quizás el más beneficiado mediante una combinación de métodos fenotípicos y genotípicos de caracterización.

El desarrollo de métodos moleculares rápidos, de alta sensibilidad y especificidad como la tecnología de Reacción en Cadena de Polimerasa (PCR), que permite la amplificación enzimática *in vitro* de un segmento de ADN específico (Cartwright, 1994), ha mejorado el tiempo y la precisión del diagnóstico de determinantes de resistencia a antibióticos, ofreciendo resultados en apenas unas horas luego de recibida la muestra (Pérez, 2002).

La PCR múltiple o multiplex es una variante de la PCR convencional en la que dos o más blancos genéticos son simultáneamente amplificados en la misma reacción utilizando varios pares de cebadores o primers (Henegariu et al, 1997).

El primer ensayo basado en PCR múltiplex para la detección de resistencia a glucopéptidos (Dutka Malen *et al*, 1995) fue mejorado en investigaciones posteriores aunque, debido a la reciente caracterización de los genotipos *vanD*, *vanE* y *vanG*, dichos genes no han sido incorporados de manera rutinaria en los ensayos moleculares estándar (Depardieu et al, 2004).

El estudio de Depardieu F., Perichon B., & Courvalin P. (2004), utiliza una PCR multiplex que puede ser ajustada a los equipos, materiales y condiciones de trabajo de un laboratorio en particular, permitiendo la identificación simultánea de género y genotipo de resistencia. Esta puede ser una herramienta de gran utilidad diagnóstica para el estudio de la epidemiología molecular de la resistencia a glucopéptidos en enterococo en nuestro país.

2. MÉTODOS

Este proyecto fue llevado a cabo en el Laboratorio de Biotecnología Humana del Departamento de Ciencias de la Vida - Carrera de Ingeniería en Biotecnología de la Escuela Politécnica del Ejército, Campus Sangolquí. Se ha contado además, con la colaboración del Hospital Carlos Andrade Marín (HCAM) del Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social (IESS) a través del servicio de Laboratorio Clínico - Laboratorio de Microbiología. El HCAM es parte de la Red Nacional de Control y Monitoreo de Resistencia a Antibióticos.

El ensayo molecular incluyó las siguientes fases metodológicas:

2.1. Obtención de muestras biológicas

El ADN de las cepas tipo resistentes a glucopéptidos fue ordenado a partir de la Colección CCM (Czech-Slovak Collection of Microorganisms) y provisto por los Laboratorios GeneProof de Brno, República Checa. Las cepas fueron: *Enterococcus faecium* ATCC 51559 (*vanA*), *Enterococcus faecalis* CCM 4647 (*vanB*) y *Enterococcus gallinarum* CCM 4054 (*vanC*).

Durante el mes de Julio del 2009, el Laboratorio de Microbiología del HCAM proporcionó cepas bacterianas, aisladas de muestras clínicas, provenientes de pacientes con infección por enterococo. Estas cepas bacterianas fueron identificadas mediante técnicas tradicionales de caracterización microbiológica y determinación de susceptibilidad a glucopéptidos a través de cultivo en agar nutriente y antibiograma por el método de difusión con disco de vancomicina (30 µg). Se consideraron tres criterios de resistencia: las muestras con diámetro de inhibición < 14 mm se consideraron resistentes; entre 15 y 16 mm como resistente intermedio y un diámetro de inhibición > 17 se determinó como sensible (Chrystal, 2002). Por este método se recolectaron 2 muestras resistentes, 3 cepas en el rango de resistencia intermedia y 5 cepas sensibles.

2.2. Extracción y cuantificación de ADN bacteriano

Se optó por el método de extracción mediante Kit comercial tanto para la obtención de ADN genómico como plasmídico, pues asegura resultados más confiables al extraer ADN de alta calidad, integridad, concentración y pureza, además de permitirnos la optimización del tiempo empleado en el proceso. Para la obtención de ADN genómico bacteriano se utilizó un protocolo modificado de extracción para QIAamp DNA Blood Mini Kit (Qiagen, Alemania) y para la extracción de ADN plasmídico se utilizó el kit comercial QuickLyse Miniprep (Qiagen, Alemania) bajo el protocolo adjunto con el kit.

El ADN extraído, tanto el genómico como el plasmídico fue sometido a electroforesis por 45 min a 120 V en geles de agarosa al 0.8% y visualizado mediante luz UV.

La cuantificación de ADN se llevó a cabo mediante fluorometría, en el equipo Qubit^{TM} (Invitrogen, Brasil) con el kit Quant-iT^{TM} dsDNA HS Assay Kit.

2.3. PCR multiplex

En base al estudio de Depardieu *et al* (2004) se seleccionaron y ordenaron 5 pares de primers específicos para la amplificación de 3 genes de resistencia a glucopéptidos *vanA, vanB* y *vanC* y para la identificación de 2 especies clínicamente importantes de enterococo, *Enterococcus faecium* y *E. faecalis*.

Utilizando el ADN de las cepas tipo a una concentración estándar de 20 ng/ul se realizaron las pruebas y optimización del sistema PCR multiplex. La puesta a punto del sistema se realizó mediante técnicas de optimización multidimensionales, evaluando variables como la temperatura de annealing, la concentración de cloruro de magnesio, variación del número de ciclos y la utilización de adyuvantes.

El sistema se optimizó bajo las siguientes condiciones: 1.5 µl de ADN en 50 µl de reacción que comprende 20 pmol de cada uno de los cinco pares de primers, buffer de PCR 1x (200 mM Tris-HCl pH 8.4, 500 mM KCl), 1.5 mM de $MgCl_2$, 0.1% de Tritón X-100, 1µl de albúmina de suero bovino (BSA 10mg/ml), 100 µM de cada dNTP y 1U de *Taq* polimerasa (Invitrogen, Brasil).

La amplificación se llevó a cabo en un termociclador Swift maxi modelo MX-BLC-4 (ESCO, Singapur) bajo el siguiente programa: denaturación inicial por 3 minutos a 94ºC y 30 ciclos de amplificación a 1 min a 94ºC, 1 min a 57ºC y 1 min 72ºC, extensión final a 72ºC por 7 min y enfriamiento a 4ºC por 10 min.

La visualización de los productos de PCR se realizó mediante corrida electroforética en geles de agarosa al 1%, a 120 V por 90 minutos.

2.4. Sensibilidad analítica

A fin de determinar el comportamiento del sistema en respuesta a variaciones de la concentración de ADN y establecer el límite de detección de nuestra PCR multiplex, se llevó a cabo un ensayo de sensibilidad analítica mediante la evaluación del sistema en 10 diluciones seriadas del ADN, partiendo de una concentración de 20 ng/ml y un factor de dilución 1:2.

2.5. Análisis y reporte de resultados

Se analizó la presencia o ausencia de productos de PCR multiplex de pesos determinados, permitiendo la identificación del patógeno presente en la muestra y su caracterización genética de susceptibilidad ante glucopéptidos.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Extracción y Cuantificación de ADN

La calidad y cantidad de ADN es una de las condiciones indispensables para garantizar la correcta amplificación de secuencias de genes mediante la técnica de PCR (Surzycki, 2000). Varios métodos de extracción de ADN de bacterias Gram positivas se han descrito, desde técnicas muy sencillas y rápidas como la suspensión directa en el master mix de PCR (Patel et al, 1997) o el método de ebullición (Bell et al, 1998) ambas con resultados poco confiables. Otros métodos como el de lisis alcalina ofrecen una extracción más eficaz para PCR multiplex (Dutka-Malen et al, 1995). En nuestro trabajo, la extracción de ADN de las muestras clínicas mediante kit comercial nos permitió obtener material genético de adecuada integridad y concentración tanto para ADN genómico como plasmídico. Los rangos de concentración obtenidos oscilaron entre 18.67 ng/ul y 76.33 ng/ul, para el ADN genómico; y 3.6 ng/ul a 17.3 ng/ul, para el plasmídico.

3.2. PCR multiplex

En la Figura 1 se pueden observar los productos de PCR para cada uno de los genotipos y especies bacterianas estudiados. Para *Enterococcus faecium vanA* (Carril 1) se observan dos productos, uno de 732 pb que corresponde a *vanA* y otro de 1091 pb que es específico para *E. faecium*. En el Carril 2, de *Enterococcus faecalis vanB*, de igual forma podemos visualizar dos bandas, una de 647 pb, correspondiente al genotipo *vanB* y un producto de 475 pb, que nos indica la especie bacteriana *E. faecalis*. En el carril 3 tenemos a *E. gallinarum vanC,* en donde el único producto de PCR de 815/827 pb señala su genotipo de resistencia *vanC.*

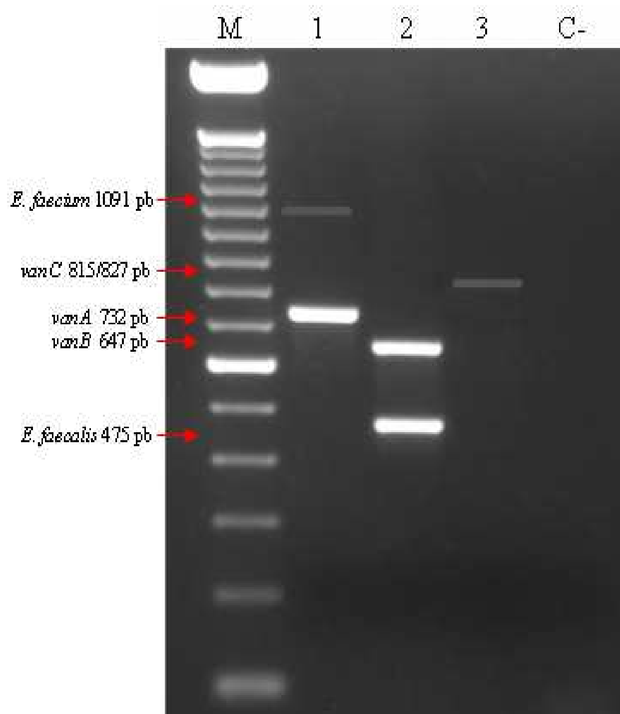


Figura 1 Electroforesis en gel de agarosa al 1% P/V teñido con bromuro de etidio de los productos de PCR multiplex optimizado para detección de genes de resistencia *vanA, vanB* y *vanC* e identificación de *Enterococcus faecalis* y *E. faecium*. M = marcador de 100 pb (Invitrogen, Brasil); Carriles: 1 = *Enterococcus faecium vanA*, 2 = *Enterococcus faecalis vanB*, 3 = *E. gallinarum vanC*, C- = control negativo de la reacción.

3.3. Sensibilidad analítica

El ensayo de sensibilidad analítica determinó que la concentración mínima de ADN que permite la detección de la especie *faecium* es de 1.25 ng/µl, por otra parte la detección del genotipo de resistencia *vanA*, es posible hasta una concentración de 0.156 ng/µl (Figura 2). La detección de la especie *faecalis* y del genotipo de resistencia *vanB* es posible hasta una concentración de ADN de 0.078 ng/µl (Figura 3).

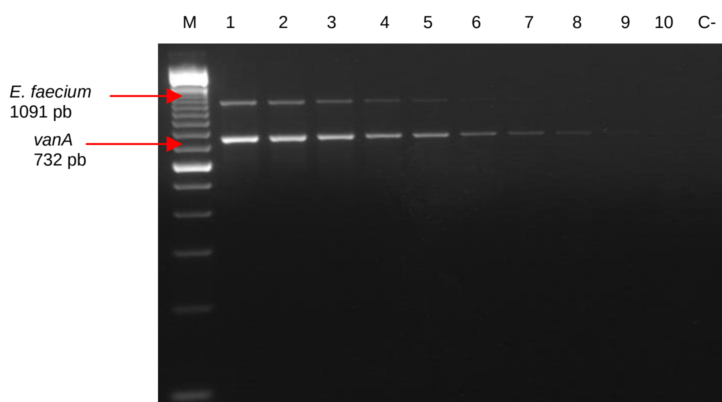


Figura 2 Ensayo de sensibilidad analítica para el genotipo de resistencia *vanA* y para identificación de *Enterococcus faecium*. M = marcador de 100 pb (Invitrogen, Brasil); Carriles: 1 = ADN a 20 ng/µl, 2 = 10 ng/µl, 3 = 5 ng/µl, 4 = 2.5 ng/µl, 5 = 1.25 ng/µl, 6 = 0.625 ng/µl, 7 = 0.312 ng/µl, 8 = 0.156 ng/µl, 9 = 0.078 ng/µl, 10 = 0.04 ng/µl, C- = control negativo del ensayo.

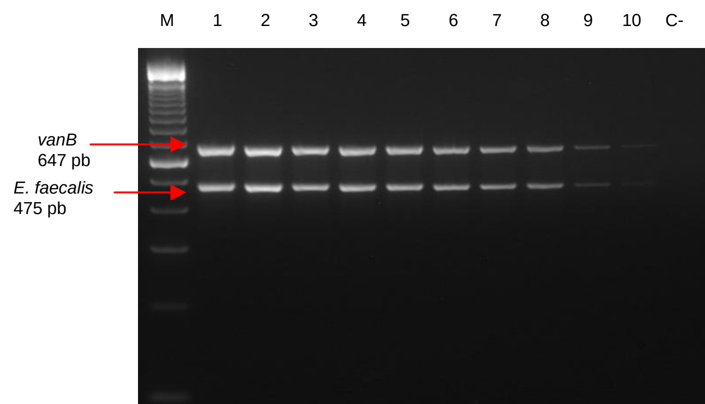


Figura 3 Ensayo de sensibilidad analítica para el gen de resistencia vanB e identificación de Enterococcus faecalis. M = marcador de 100 pb (Invitrogen, Brasil); Carriles: 1 = ADN 20 ng/µl, 2 = 10 ng/µl, 3 = 5 ng/µl, 4 = 2.5 ng/µl, 5 = 1.25 ng/µl, 6 = 0.625 ng/µl, 7 = 0.312 ng/µl, 8 = 0.156 ng/µl, 9 = 0.078 ng/µl, 10 = 0.04 ng/µl, C- = control negativo del ensayo.

3.4. Análisis de resultados

Se analizó el ADN extraído de las muestras clínicas en ensayos por separado para ADN genómico y ADN plasmídico.

En la Figura 4 se muestra la PCR multiplex de ADN genómico, en la cual se observa la presencia de productos de PCR específicos para *Enterococcus faecium vanA* en las muestras 1 y 2. En las 8 restantes (3-10) se observa la presencia de un único producto de PCR que las identifica como *Enterococcus faecalis* y no se presentan otros productos de PCR, lo que es indicativo de susceptibilidad a antibióticos. En la Figura 5 podemos observar la PCR multiplex de ADN plasmídico extraído de las muestras clínicas, donde se obtuvieron resultados similares.

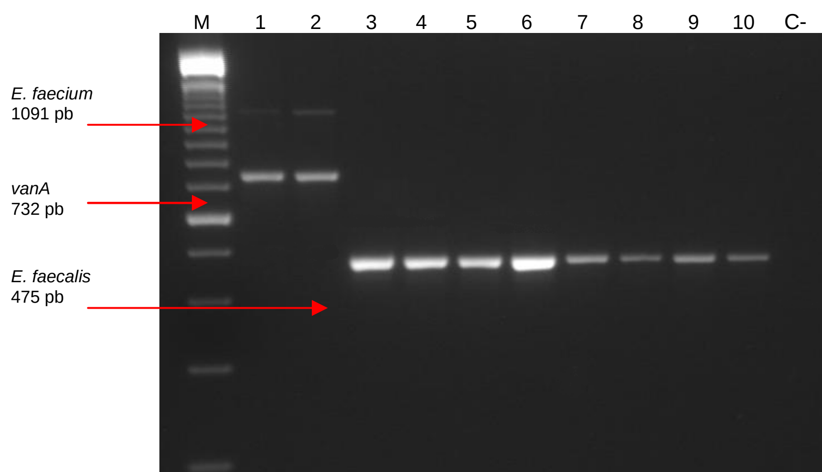


Figura 4 PCR multiplex de ADN genómico de las muestras provenientes del HCAM. M = marcador de 100 pb (Invitrogen, Brasil); Carriles 1-10 = muestras clínicas, C- = control negativo.

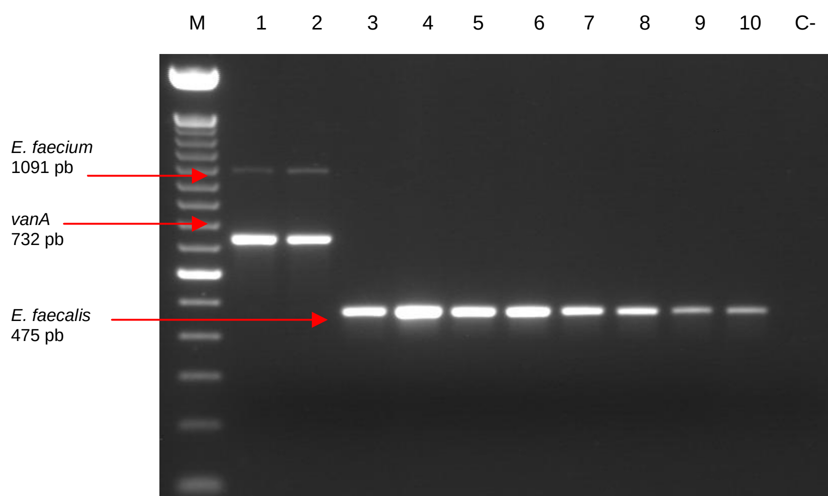


Figura 5 PCR multiplex con ADN plasmídico de muestras provenientes del HCAM. M = marcador de 100 pb (Invitrogen, Brasil); Carriles: 1-10 = muestras clínicas; C- = control negativo.

Las dos muestras clínicas que resultaron positivas a la caracterización de resistencia a vancomicina provinieron de muestras de orina. Las infecciones urinarias son la forma más común de enfermedad clínica producida por enterococo y entre los pocos factores de virulencia descritos en esta especie se encuentra su capacidad de adherirse a las células epiteliales renales y aunque la naturaleza de las estructuras moleculares responsables de ésta capacidad no se conoce bien, existen evidencias de que la adherencia se llevaría a cabo a través de una sustancia de agregación producida en respuesta a feromonas y que podría contribuir a la habilidad de las cepas productoras para causar infecciones urinarias (Murray, 2000).

El origen más evidente de una infección urinaria es la transmisión ano-rectal, por ello se aconseja la realización de un estudio de colonización gastrointestinal por ERV en nuestro país, pues como afirma Smith *et al* (2005) ésta puede permanecer asintomática por años. Además, es importante tener en consideración que la transferencia genética bacteriana ocurre muy a menudo en el tracto digestivo y la contaminación de la piel en pacientes reingresados a hospitales se produce fácilmente (Mundy et al, 2000).

Las cepas resistentes obtenidas en esta investigación fueron identificados como *Enterococcus faecium* de genotipo *vanA*. No se encontraron genotipos de resistencia *vanB* ni *vanC*, pese a ello no se puede descartar que en un estudio de prevalencia que incluya un mayor campo muestral, en un periodo no menor a un año, se detecten muestras con estos genotipos.

Asimismo, es importante determinar si la aparición de ERV en un hospital ha sido causada por la propagación de una sola cepa o por la aparición simultánea de diferentes clones, porque esto puede afectar la prioridad de las medidas de control a tomar. Una variedad de métodos de caracterización molecular se ha utilizado para establecer el grado de relación clonal de ERV, incluyendo la ribotipificación, el análisis de plásmidos, PFGE, arbitrarily-primed PCR, entre otras (Cetinkaya et al, 2000). Estas técnicas podrían ser incluidas en posteriores investigaciones relacionadas a este tema.

La evidencia de la circulación en el medio de especies de enterococo resistentes a la vancomicina constituye un problema a enfrentar en forma multidisciplinaria por todo el equipo de salud, tanto médicos clínicos, microbiólogos, infectólogos, administradores de salud y personal de apoyo (Bazet et al, 2005).

En aquellos hospitales en los cuáles los ERV aún no se han detectado o continúan siendo raros, como es nuestro caso, las medidas de control incluyen el realizar pruebas de sensibilidad a vancomicina en todos los aislados de enterococo procedentes de muestras clínicas, así como la vigilancia periódica en heces o en hisopados rectales de pacientes de riesgo como unidades de cuidado intensivo y hemodiálisis (Pérez, 2002).

En presencia de una cepa resistente a vancomicina es imprescindible su confirmación molecular, por lo cual sería deseable contar con un centro de referencia nacional donde se realice este tipo de estudios moleculares (Bazet et al, 2005).

La cooperación y la comunicación entre los laboratorios y el programa de control de infecciones facilitan los esfuerzos de manera sustancial (Cetinkaya et al, 2000).

Esta investigación constituye el punto de partida para nuevas y mayores investigaciones que incluyan no solo el análisis de colonización ano-rectal de ERV sino la puesta en marcha de programas de vigilancia que incluyan la detección de *S. aureus* resistente a vancomicina mediante técnicas moleculares.

4. CONCLUSIONES

- Hemos optimizado un método de extracción y purificación de DNA genómico bacteriano a partir de cultivos puros de enterococo, utilizando un protocolo modificado para el QIAmp DNA Blood Mini Kit (Qiagen), el cual nos ofrece resultados confiables, ADN de alta calidad, adecuada integridad, concentración y pureza, en menor tiempo.

- El protocolo estándar de extracción del QuickLyse Miniprep (Qiagen) permite la adecuada extracción de ADN plasmídico bacteriano para *E. faecalis* y *E. faecium*.

- La concentración mínima de ADN que puede ser detectada con fiabilidad por nuestra PCR multiplex es: 1.25 ng/µl para la especie *E. faecium*; 0.156 ng/µl para el genotipo *vanA*, y 0.078 ng/µl para la especie *E. faecalis* y el genotipo *vanB*.

- En este trabajo fue posible estandarizar y optimizar un sistema molecular PCR multiplex a partir de cepas puras y aislados clínicos, que permite la detección de los genes *vanA, vanB* y *vanC* de resistencia a glucopéptidos en *Enterococcus faecium* y *Enterococcus faecalis*, evitando la generación de productos inespecíficos y de falsos positivos. Los productos de de PCR obtenidos corresponden a los siguientes pesos moleculares: 475 pb para *E. faecalis*, 647 pb para *vanB*, 732 pb para *vanA*, 815/827 pb para *vanC* y 1091 pb para *E. faecium*.

- De un total de 10 muestras clínicas, se obtuvieron 2 cepas resistentes a vancomicina. La caracterización molecular determinó que se trataba de *Enterococcus faecium vanA*. Las 8 muestras restantes fueron caracterizadas como *Enterococcus faecalis* sensibles a glucopéptidos resultados que confirman los datos reportados por técnicas tradicionales de cultivo microbiológico y antibiograma del HCAM.

- Este trabajo servirá de base para proyectos futuros que abarquen temas relacionados a ERV en nuestro país.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado por la Escuela Politécnica del Ejército, proyecto VIVC 324.001. Agradecemos la cooperación del Laboratorio de Microbiología del Hospital Carlos

Andrade Marín y la gentil provisión de cepas de referencia por parte de GeneProof, Brno, República Checa.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. Bazet, C., Blanco, J., Seija, V., & Palacio, R., (2005). Enterococos resistentes a vancomicina. Un problema emergente en Uruguay. Rev Med Uruguay 2005; 21: 151-158.

2. Bell, J. M., Paton, J. C., & Turnidge, J. (1998). Emergence of vancomycin-resistant enterococci in Australia: Phenotypic and genotypic characteristics of isolates. J. Clin. Microbiol. 36: 2187-2190.

3. Cartwright, C.P. (1994). Techniques and diagnostic applications of in vivo nucleic acid amplification. Clin Microbiol News;16:33-40.

4. Cetinkaya, Y., Falk P., & Mayhall C. G. (2000). Vancomycin-resistant enterococci. Clin. Microbiol. 36: 2187-2190.

5. Clark N., Cooksey R., Hill B., Swenson J. & Tenover F. (1993). Characterization of glycopeptide-resistant enterococci from U.S. hospitals. Antimicrob Agents Chemother. Nov 1993; 37(11): 2311–2317.

6. Chrystal J. 2002. Estudio de susceptibilidad *in vitro* de *Enterococcus* spp. Rev Chil Infect; v.19 (Supl. 2): S 111-115

7. Depardieu F., Perichon B., & Courvalin P. (2004). Detection of van alphabet and identification of enterococci and staphylococci at the species level by multiplex PCR. J. Clin. Microbiol. 42(12):5857-5860.

8. Depardieu F., Podglajen I., Leclercq R., Collatz E. & Courvalin P. (2007). Modes and Modulations of Antibiotic Resistance Gene Expression. Clinical Microbiology Reviews, Jan. 2007, p. 79–114. Vol. 20, No. 1.

9. Domingo M.C., Huletsky A., Giroux R., Boissinot K., Picard F. J., Lebel P., Ferraro M. J. & Bergeron M. G. 2005. High Prevalence of Glycopeptide Resistance Genes vanB, vanD, and vanG Not Associated with Enterococci in Human Fecal Flora. ANTIMICROBIAL AGENTS AND CHEMOTHERAPY, Nov. 2005, p. 4784–4786 Vol. 49, No. 11.

10. Dutka-Malen, S., Evers, S., & Courvalin, P. (1995). Detection of glycopeptide resistence genotypes and indetification to the species level of clinically relevant enterococci by PCR. J. Clin. Microbiol. 33: 24-27.

11. Fica, A., Jemenao, M., Bilbao, P., Ruiz, G., Sakurada, A., Pérez, E., Zúñiga I. & Gompertz, M. (2007). Emergencia de infecciones por Enterococcus sp resistente a vancomicina en un hospital universitario en Chile. Rev Chil Infect 2007; 24 (6): 462-471

12. Garner, J.S., Jarvis, W.R., Emori, T.G., Horan, T.C. & Hughes, J.M. (1996). CDC definitions for nosocomial infections. APIC Infection Control and Applied Epidemiology: Principles and Practice. St. Louis: Mosby; 1996: pp. A-1--A-20.

13. Hayden, M., Trenholme, G., Schultz, J., & Sahm, D. (1993). In vivo development of teicoplanin resistance in a VanB Enterococcus faecium isolate. J. Infect. Dis. 167:1224-1227.

14. Henegariu, O., Heerema, N.A., Dlouhy, S.R., Vance, G.H., & Vogt, P.H. (1997). Multiplex PCR: Critical Parameters and Step-by-Step Protocol. BioTechniques 23:504-511.

15. Mundy, L. M., Sahm, D. F., & Gilmore, M. (2000). Relationships between Enterococcal Virulence and Antimicrobial Resistance. Clinical Microbiology Reviews Oct. 2000, p. 513–522 Vol. 13, No. 4

16. Murray, BE. (2000). Vancomycin-resistant enterococcal infections. New Engl J Med 2000; 342(10):710-721.

17. Patel, R., Uhl, J. R., Kohner, P., Bopkins, M. K. & Cockerill, F. (1997). Multiplex PCR detection of vanA, vanB, vanC-1, and vanC2/3 genes in enterococci. J. Clin. Microbiol. 35: 703-707.

18. Pérez, C. (2002). Caracterización molecular de los genotipos de resistencia a glucopéptidos en enterococos de los hospitales de Canarias. Extraído el 16 de Mayo, 2008, de: ftp://tesis.bbtk.ull.es/ccppytec/cp177.pdf

19. Ponessa, A., Gambandé, T., All, L., Fernández de Arroyabe, G., Ferrari, M., Dlugovitzky, D. & Notario, R. (2006). Enterococos vancomicina resistentes: colonización en pacientes hospitalizados, en Rosario, Argentina. Acta Bioquím Clín Latinoam 2006; 40 (4): 499-502.

20. Quintiliani, R., Evers, S., & Courvalin, P. (1993). The vanB gene confers various levels of self-transferable resistance to vancomycin in enterococci. J. Infect. Dis. 167:1220-1223.

21. Smith, D., Dushoff, J. & Morris, J. (2005). Agricultural Antibiotics and Human Health. PLoS Medicine August 2005, Vol 2, Issue 8, e232.

22. Woodford, N., Johnson, A., Morrison, D. & Speller, D. (1995). Current Perspectives on Glycopeptide Resistance. Clinical Microbiology Reviews, Oct. 1995, p. 585–615 Vol. 8, No. 4

23. Surzycki, S. (2000). Basic techniques in Molecular Biology. Heidenberg: Springer-Verlag Berlín.

24. Zurita, J., Ayabaca, J., Pavón, L., Espinosa, Y., Narváez, I. & Grupo REDNARBEC. (2002). Se detectan Enterococcus faecium resitentes a vancomicina en dos hospitales de Quito. Revista Ecuatoriana de Medicina Crítica. Volumen 2, Número 2.

REMOCIÓN DE ARSÉNICO DE UN MEDIO LÍQUIDO A NIVEL DE LABORATORIO MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE UN CONSORCIO Y UNA CEPA AXÉNICA DE CIANOBACTERIAS EN SUSPENSIÓN AISLADAS A PARTIR DE LAS HOJAS DE *POLYLEPIS PAUTA* DE BOSQUES NATIVOS DEL PÁRAMO DE PAPALLACTA, ECUADOR

Ing. Andrés Espíndola[1], Dra. Blanca Naranjo [1], Alma Koch MSc[1].

[1]Laboratorio de Microbiología Ambiental
Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del Ejército

RESUMEN

El agua potable tiene dos orígenes desde los cuales se suministran a las poblaciones: las aguas superficiales (ríos, lagos y embalses) y las aguas subterráneas, a través de pozos y acuíferos. En el Ecuador, en la Región Sierra, las aguas provienen de acuíferos o ríos. Algunos acuíferos y aguas superficiales están contaminados con arsénico como es el caso de la laguna de Papallacta y el río Tambo que proveen de agua potable a sectores de Quito. Tienen concentraciones por sobre los 10 µg/L que es la norma permitida en Ecuador y por La Organización Mundial de la Salud. El presente trabajo propone una alternativa para remover el arsénico de las aguas contaminadas mediante la utilización de un consorcio y de una cepa axénica de cianobacterias a nivel de laboratorio. Se utilizaron tres pretratamientos a la biomasa: calor a 92℃, autoclave a 121℃ y sin pretratamient o. Se encontró que las cianobacterias pretratadas con el autoclave presentaron un 61.1% de remoción al partir de una concentración de arsénico de 100 µg/L. El Qmáx más elevado lo tuvieron las cianobacterias tratadas con autoclave con 171.59 µgAs/gCianobacteria adsorbidos. La prueba de toxicidad aguda en *Daphnia* pulex no mató a ninguna *Daphnia* por lo que se concluyó que el agua de las cianoabcterias no es tóxica para ellas.

ABSTRACT

Drinking water comes from two sources, which are delivered to human populations: one, is surface water such as rivers, lakes and reservoirs. The other is groundwater, through wells and aquifers. In Ecuador, in the Sierra Region, the water comes from rivers or aquifers. Some ground water and surface water are contaminated with arsenic such as Papallacta lagoon and Tambo River wich provide drinking water to certain urban areas of Quito and they has concentrations above 10 µg/L (the standard allowed in Ecuador and the World Health Organization).

This project proposes an alternative to remove arsenic from contaminated water by using a consortium and an axenic strain of cyanobacteria in the laboratory by following these steps: i) cultivation of biomass in 5 L reactors, ii) crop and pretreatment of biomass using three methods: autoclave at 121 °C and 15 psi of pressure, heat t o 92 °C and without pretreatment, iii) contact of the biomass pretreated in water contaminated with arsenic at concentrations of: 100µg/L, 300 µg/L, 500 µg/L, 700 µg/L for 30 minutes. The water samples were collected by filtration and water samples analysis was made through hydride generation coupled with an atomic absorption equipment. The cyanobacteria pretreated with autoclave showed a 61.1% removal of the arsenic concentration of 100 mg / L, the Qmax was higher when the cyanobacteria were treated with autoclave, this pretreatment showed a 171.59 µgAs/gcyanobacteria adsorbed. Cyanobacteria were tested for acute toxicity to *Daphnia pulex* in this thesis project, the acute toxicity test did not kill *Daphnia pulex*.

1. INTRODUCCIÓN

El arsénico (As) es un elemento químico que está en la naturaleza en distintas formas; muy pocas veces se lo encuentra en forma sólida, y se lo puede hallar en plantas y animales en su forma orgánica que es la menos tóxica. La mayoría de las veces, el arsénico se combina con el oxígeno, cloro y azufre para formar compuestos inorgánicos de arsénico que son más tóxicos (Lillo, 2003).

El arsénico, dependiendo de la forma en la que se encuentre, puede tardar varios años en degradarse y su presencia en el agua se da en forma de arsénico pentavalente [As (V)] y arsénico trivalente [As (III)] principalmente (Lillo, 2003).

En América del Sur, la presencia de volcanes y de una topografía en la cual abundan acuíferos hace que muchas de las fuentes de agua que son destinadas para el consumo humano se encuentren contaminadas con arsénico (Curto *et al.,* 2002).

En las aguas destinadas para el consumo humano, el arsénico generalmente proviene de pozos profundos donde existe pirita o arsenopirita (combinación de hierro, azufre y arsénico), aunque muchas veces también proviene de fuentes de agua geotermal como sucede en la laguna de Papallacta, Ecuador. La norma de la Organización Mundial de la Salud permite una concentración máxima de arsénico en aguas destinadas para el consumo humano de 10 µg/L, lo cual confirma que existe un grave problema de contaminación en el agua que se toma de la laguna de Papallacta para la potabilización y posterior distribución en la ciudad de Quito (INEN, 2009).

En Ecuador existe una norma sobre la calidad de agua de bebida adoptada en el año de 1992, en la cual se describe que la concentración permisible de arsénico es de 0.05 mg/L (BVSA, 2004). La concentración establecida en Ecuador por el INEN es de 10 µg/L.

Según Álvarez, 2003, en su investigación de adsorción de arsénico en suelos de cultivo de Castilla y León, España, el suelo que mejor adsorción de arsénico tuvo fue el arcilloso, con 9,23 µg/g Suelo, lo cual indica que las cianobacterias adsorben gran cantidad de arsénico en comparación con estos suelos. Es importante tomar en cuenta que lo que se pretendía probar era si el arsénico puede quedarse retenido en aquellos suelos destinados para cultivo, y la retención fue mínima. El contar con biosorbentes para arsénico, como lo son algunas cianobacterias, abarataría costos de remediación y, en caso de que se contase con nuevas cepas, que tengan una capacidad de adsorción mayor que en estudios anteriores, sería un aporte científico para solucionar problemas ambientales.

El uso de la adsorción selectiva de arsénico, utilizando materiales biológicos, óxidos minerales, carbón activado o resinas poliméricas ha tenido un crecimiento acelerado. La utilización de carbón se lo hace desde hace mucho tiempo atrás en la historia (Mohan and Pittman, 2007). El carboncillo era utilizado para la filtración de agua de bebida por los ancianos hindúes en la India, y la comida carbonizada era un absorbente médico y un agente purificante en Egipto 1500 A.C (Pérez *et al.,*2006).

El crecimiento de cianobacterias en reactores no demanda de mucha inversión dado que se pueden usar recipientes de gran tamaño para su crecimiento masivo y, además, las cantidades de reactivos utilizadas para la elaboración de medio de cultivo son mínimas (Fay, 1992). La energía necesaria para la producción de cianobacterias es pequeñísima y equivalente a la de cinco aireadores para pecera que son utilizados para airear un reactor de 50 L, la energía lumínica puede ser aprovechada a partir del sol con un fotoperiodo luz/oscuridad de 12/12 (Koch, 2007).

Según Devercelli y García, 2001, se debe considerar tóxicas a todas las cianobacterias inicialmente aisladas de algún ecosistema, hasta que no se demuestre lo contrario. El 50% de las cianobacterias identificadas hasta la actualidad tienen toxinas que pueden causar daños a seres vivos (Roset , Aguayo, Muñoz, 2001), de allí la importancia de realizar pruebas de

toxicidad con distintos organismos hasta llegar a pruebas con humanos, ya que, algunas toxinas pueden causar daños en algunos organismos mientras que en otros no.

El análisis de datos de toxicidad de cianobacterias usadas en este proyecto fue cualitativo y cuantitativo, se observaron y contaron pulgas muertas sometidas a distintas concentraciones de agua tratada por las cianobacterias (Brena, 2002). Se utilizó el programa Probit de Biostat para analizar dichos datos (Nuñez y Hurtado, 2005), el cual arroja valores de Concentración Letal Media de las sustancias analizadas con organismos vivos, al ingresar datos de los organismos muertos y el total de organismos utilizados en las pruebas de toxicidad, además de las concentraciones de la sustancia que se sospecha que es tóxica (Barrios *et al,* 2007).

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Obtención de las cianobacterias

Las cianobacterias fueron proporcionadas por el Laboratorio de Microbiología Ambiental del CEINCI-ESPE.

2.2 Cultivo de cianobacterias en medio líquido

Las cianobacterias fueron entregadas en medio BG11o sólido en cajas petri (Boune y Castenholz, 2001). A partir del cultivo sólido, se establecieron los cultivos líquidos en medio BG11o líquido (Koch *et al.,* 2007).

Para inocular las cianobacterias en medio líquido se las tomaron del medio sólido con asa bacteriológica y se inoculó en medio líquido mediante la inmersión del asa con una leve agitación de acuerdo al protocolo de siembra de cianobacterias propuesto por Koch *et al.,* 2007. Los frascos inoculados se mantuvieron con aireación constante a un fotoperiodo luz/oscuridad de 16/8 con temperatura de 22±2 ℃ y humedad de 36±5% durante 30 días hasta el momento de la cosecha (Rippka *et al.,*1979).

2.3 Preparación de agua contaminada con arsénico

La preparación del agua contaminada con arsénico se realizó con arseniato ácido de sodio heptahidratado ($Na_2HAsO_4.7H_2O$) según Maeda *et al.,* 1987.

2.4 Recuperación de la biomasa

Para poder realizar los ensayos de adsorción de arsénico es importante contar con la biomasa limpia de medio de cultivo, con la menor cantidad de humedad posible para evitar interferencias en los ensayos de adsorción.

Se recuperó la biomasa mediante centrifugación a 4000 revoluciones por minuto (rpm) en tubos falcon de 50 mL durante 15 min. Posteriormente se la enjuagó con agua destilada estéril durante 5 min para otra vez centrifugarla a 4000 rpm durante 15 min (Arunakumara, Xuecheng, Song, 2007). Para estandarizar la biomasa de los reactores, fue necesario hacer las diluciones necesarias y ajustar al mismo número de cianobacterias en las diferentes repeticiones y tratamientos del diseño experimental llevado a cabo en esta investigación. Las diluciones fueron realizadas al momento de iniciar los ensayos con el agua contaminada con arsénico.

2.5 Tratamientos aplicados a la biomasa

2.5.1 Tratamiento de la biomasa mediante autoclave

La biomasa fue resuspendida en agua destilada estéril para poder autoclavarla a 121℃ y 15 Psi de presión. El objetivo de este tra tamiento fue lisar las células y obtener una mayor exposición de grupos funcionales presentes en las paredes celulares, para que exista una mejor adsorción del arsénico. Después del autoclavado, se centrifugó la biomasa a 4000 rpm y se eliminó el sobrenadante, para enjuagar la biomasa sobrante con agua estéril durante 5 min y luego centrifugarla nuevamente para obtenerla limpia y lista para las pruebas de adsorción (Ferrari, Guzmán, Silva, Alcaráz, Silva, González, 2004).

2.5.2 Tratamiento de la biomasa mediante calor a 92℃ durante una hora

La biomasa fue resuspendida en agua destilada estéril para someterla a calor. Se sumergieron los tubos falcon de 50 mL conteniendo la biomasa en un vaso de precipitación con agua destilada y núcleos de ebullición, sobre una plancha de calentamiento y se mantuvieron 60 min mientras el agua estuvo en ebullición. Se centrifugó a 4000 rpm para eliminar el sobrenadante y luego se la enjuagó con agua destilada estéril (modificado a partir del protocolo de Ferrari *et al*, 2004).

2.5.3 Biomasa sin tratamiento

La biomasa en los tubos falcon fue centrifugada a 4000 rpm se la resuspendió en agua estéril. Se eliminó el agua mediante centrifugación a 4000 rpm para los ensayos con arsénico.

2.6 Resuspensión de la biomasa en agua contaminada con arsénico

Se vertió 100 mL de agua contaminada con arsénico en frascos Boeco de 500 mL, se resuspendió la biomasa de cianobacterias y se colocaron los frascos en un agitador orbital SHO-2D WiseShake a 100 rpm (modificado a partir de Ferrari, 2004).

2.7 Toma de muestras y cuantificación de arsénico

Se tomó una muestra de 5 mL cada 3, 9, 15, 21 y 30 min. Las muestras fueron filtradas para contar con agua libre de cianobacterias, y preservadas con ácido clorhídrico al 37% hasta alcanzar un pH de 2. La cuantificación se realizó mediante generación de hidruros acoplado a un espectrofotómetro de absorción atómica (Modificado a partir de Torralba, 1996 y Varian, 2004).

2.8 Ensayo de toxicidad con *Daphnia pulex*

Las pulgas de agua fueron facilitadas por el señor Daniel Orrico, estudiante de la Carrera de Ingeniería en Biotecnología de la Escuela Politécnica del Ejército.

2.8.1 Preparación de agua reconstituida para *Daphnia pulex*

Su preparación se la realizó en un garrafón de 19 L de capacidad en agua destilada, para ello se adicionó 2,4 g de $MgSO_4$, 3,84 g de $NaHCO_3$ y 0,16 g de KCl. Se agitó hasta disolver completamente las sales. Paralelamente se disolvió 2,4 g de $CaSO_4.2H_2O$ en un litro de agua destilada; se agitó durante 24 h en un agitador orbital para que se disuelva completamente. Al terminar de solubilizar el $CaSO_4.2H_2O$, se lo incorporó a los 19 L de la solución de sales para completar un total de 20 L de agua reconstituida (Díaz *et a.l,* 2006).

2.8.2 Neonatos utilizados para pruebas de toxicidad

El día anterior a realizarse las pruebas de toxicidad, se extrajeron con una pipeta de 2500 µL todos los neonatos presentes en los estanques de crecimiento, para así, al día siguiente, poder contar con neonatos de entre 0 y 24 h que son los utilizados para pruebas de toxicidad universal (Díaz *et al.,* 2006).

2.8.3 Prueba de sensibilidad de *Daphnia pulex* con dicromato de potasio

Las pruebas de sensibilidad en estos organismos se hacen para constatar su utilidad en pruebas de toxicidad, dado que si no tienen sensibilidad a los tóxicos de referencia difícilmente tendrán sensibilidad a posibles tóxicos en el agua tratada con las cianobacterias (Díaz *et al,* 2006).

Se preparó una solución madre de dicromato de potasio de 100 mg/L en agua destilada, a partir de la cual se realizaron diluciones en agua reconstituida para obtener concentraciones de 10 mg/L, 1 mg/L 0,1 mg/L, 0,05 mg/L y 0.01 mg/L (Díaz *et al,* 2006).

Se pusieron 10 neonatos de menos de 24 h en las diluciones de dicromato de potasio con el fin de conocer la concentración letal media para este tóxico de referencia. Se efectuaron dos repeticiones por cada concentración y se mantuvo a los neonatos por 48 h en dichas soluciones. Además se preparó un blanco con agua reconstituida. Pasadas 48 h, se contaron los neonatos muertos, a los que se identificó por falta de movimiento y en casos de difícil observación a simple vista se observó la existencia de ritmo cardíaco mediante el estereomicroscopio (Díaz *et al,* 2006).

Para las pruebas de toxicidad tanto con el agua tratada como con el medio de cultivo de las dos cianobacterias se llevaron a cabo diluciones en balones de 100 mL. De los 100 mL de cada dilución se utilizaron 25 mL en cajas petri para cada repetición con un total de tres repeticiones por cada dilución. Por cada 25 mL de muestra se añadieron 10 neonatos menores a 24 h y se los mantuvo por 48 h, y se observaron al estereomicroscopio para contar los neonatos vivos y muertos (Díaz C *et al.,* 2006).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Remoción de Arsénico

Se obtuvieron cultivos masivos de cianobacterias para los ensayos de remoción de arsénico, se cosecharon las cianobacterias cuando la DO_{750}=1. En los ensayos de remoción de arsénico, se obtuvieron porcentajes de remoción para cada pretratamiento de la biomasa y para el tipo de cianobacteria utilizada en los ensayos de remoción. La interacción con el mejor porcentaje de remoción fue la del autoclave-consorcio-100 µg/L, con un 61.10% de remoción, le siguió la interacción calor 92℃-consorcio-100 µg/L con un 56.73% de remoción como se puede observar en la Figura 1.

Los porcentajes más bajos de remoción se obtuvieron cuando las cianobacterias no fueron sometidas a pretratamiento con porcentajes de remoción de 3.07% para la cepa 15 y de 4.39% para el consorcio como se aprecia en la Figura 1.

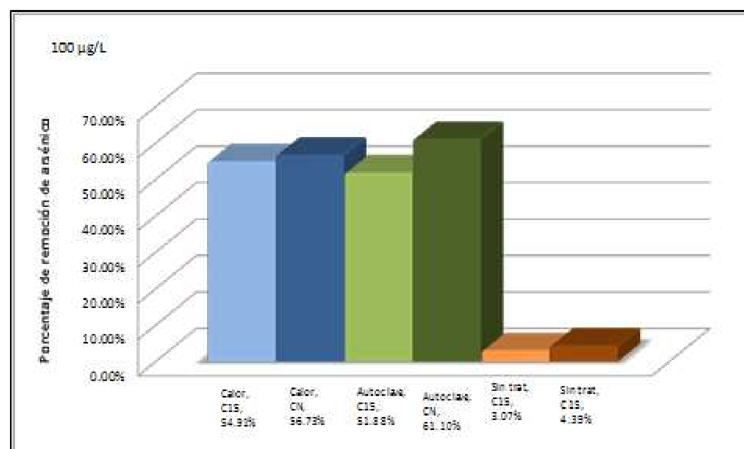


Figura 1 Porcentajes de remoción de arsénico partiendo de una concentración inicial de arsénico de 100 µg/L con distinto pretratamiento y tipo de cianobacteria. CN=Consorcio, C15=Cepa 15.

La remoción del arsénico se fue dando paulatinamente durante el tiempo de exposición de las cianobacterias al metaloide. A los 30 minutos de exposición, se pudo apreciar la disminución de la concentración de arsénico en el agua como se observa en la Figura 2.

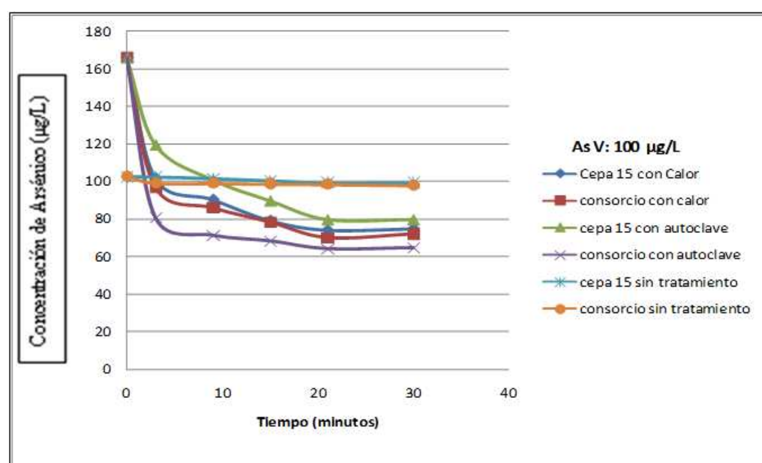


Figura 2 Disminución del arsénico presente en el agua en el tiempo para una concentración de partida de Arsénico de 100 µg/L.

Se analizaron los datos en el programa SPSS 15 con la prueba de Tukey al 5%. Se pudo constatar que ningún pretratamiento es similar a otro. Se realizó un ANOVA en el que se indica que todos los factores utilizados en esta investigación influyen en el porcentaje de remoción, además de las interacciones entre dichos factores.

La cantidad de arsénico adsorbido se analizó mediante isotermas de adsorción (Langmuir y Freudlich) realizando las regresiones lineales de las siguientes ecuaciones:

Lineal: $$q = K * Ce$$

Langmuir: $$q = \frac{Q\max * K * Ce}{1 + k * Ce}$$

Freundlich: $q = K * Ce^{\frac{1}{n}}$

Donde Ce es la concentración en el equilibrio
Qmax: adsorción máxima

Las isotermas de adsorción realizadas para cada pretratamiento permitieron conocer cual adsorbe mayor cantidad de arsénico. El pretratamiento que obtuvo el Qmáx más alto de adsorción fue el del autoclave a 121℃ realizado al consorcio con 171.59 µgAs/gCianobacteria. Las isotermas se presentan en las Figuras 3 y 4.

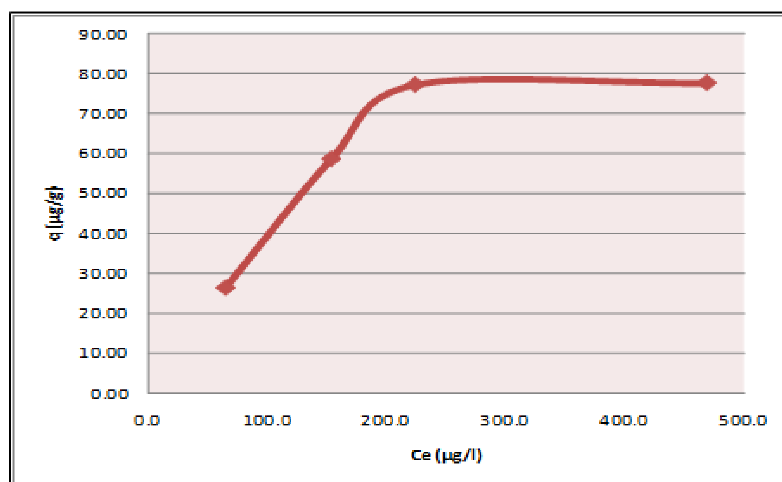


Figura 3 Isoterma de adsorción para el consorcio tratado con autoclave utilizado en la remoción de arsénico.

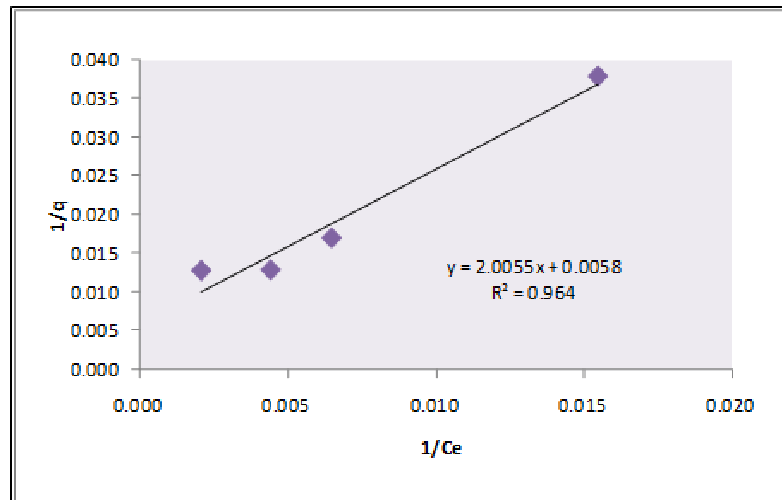


Figura 4 Isoterma de adsorción de Langmuir para el consorcio tratado con autoclave utilizado en la remoción de arsénico.

Posiblemente, la gruesa capa de peptidoglicano con la que cuentan las cianobacterias permitió la adsorción del arsénico en su pared celular, por la presencia de grupos aminos en su estructura. No solamente la pared celular pudo interactuar en dicha adsorción, sino que también organelos intracelulares con grupos aminos cargados positivamente.

El mejor pretratamiento fue del autoclave, de igual manera el calor fue un pretratamiento eficiente, pero no supera al autoclave como se aprecia en la Tabla 1.

Tabla 1: Cantidad de Arsénico adsorbido en las cianobacterias con distintos tratamientos.

	Calor		Autoclave		Sin Tratamiento	
	Cepa 15	Consorcio	Cepa 15	Consorcio	Cepa 15	Consorcio
Qmax	101.829717	107.628005	123.660692	171.594446	1.694911428	2.66883554

3.2 Análisis de toxicidad con *Daphnia pulex*

El ensayo de sensibilidad para *Daphnia pulex* con dicromato de potasio resultó en una DL50 = 0.604, lo cual permitió continuar con los ensayos de toxicidad del agua tratada con cianobacterias.

Los ensayos de toxicidad realizados al agua tratada con cianobacterias dieron resultados negativos para muerte de *Daphnia pulex,* es decir no es tóxica para este organismo.

4. CONCLUSIONES

El mejor pretratamiento realizado a la biomasa fue el del autoclave a 121℃ y 15 psi de presión por obtener la mejor remoción de arsénico con un porcentaje de remoción de 61.10% en un lapso de tiempo de 30 minutos.

La cepa 15 y el consorcio pretratados mostraron menor capacidad de adsorción de arsénico en comparación con investigaciones similares en las que se utiliza el quitosano como material adsorbente (Cumbal *et al,* 2006). Habría que analizar otras variables que podrían influir en la posible utilización de estas cianobacterias en escalados mayores tales como costos, facilidad de producción, rapidez de producción y otros.

La cepa 15 y el consorcio que no se sometieron a pretratamiento remueven cantidades insignificantes del arsénico presente en el agua sintética a nivel de laboratorio.

La sensibilidad al dicromato de potasio de *Daphnia pulex* utilizada en esta investigación dio positiva en la prueba de toxicidad aguda y permitió continuar con las pruebas de toxicidad en el agua de las cianobacterias.

Tanto las cianobacterias como el agua tratada durante los ensayos de remoción de arsénico en esta investigación no fueron tóxicos para *Daphnia pulex,* al utilizar el método de toxicidad aguda con *Daphnia magna* de Díaz *et al* 2006.

Los resultados obtenidos podrían promover una posterior investigación a mayor escala en lo que respecta a remoción de arsénico en un biofiltro.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. Álvarez, J. Bolado, S. Cancillo, I. y Calvo, C. (2003). Dinámica de Adsorción-Desorción de Arsénico (V) en suelos de cultivo en Castilla y León. Departamento de Ingeniería Química, Universidad de Valladolid. Valladolid, España, Tomado el 19 de Abril de 2009 de: http://carpena.ifas.ufl.edu/ZNS/6v alladolid/p331-338.pdf.

2. Arunakumara. Xuecheng, Z. Song, X. (2007). Estudio Comparativo de la Bioacumulación del Plomo y Cadmio en las cianobacterias Synechocystis sp. PCC 6803 bajo condiciones de laboratorio. Ciencias Marinas. Universidad Autónoma de Baja California. Tomado el 16 de Abril de 2009 de:http://europa.sim.ucm.es/compludoc/AA?articuloId=595100&donde=castellano&zfr=0.

3. Barrios, A. Calderón, C. Ortega, A. Cota, T. Negrete, A y Rubo, o. (2007). Daphnia magna el canario de las Aguas. Centro Universitario Anglo-mexicano. Morelos, Mexico. Extraído el 16 de abril de 2009 de http://www.acmor.org.mx/cuam/biol/217daphnia.pdf.

4. Boune, D. Castenholz, R. (2001). The Archaea and Deeply Branching and Phototrophic Bacteria. Bergey's Manual of Systematic Bacteriology. Second Edition. Editorial Springer

5. Braga, M. (2002). Tóxicos de origen cianobacteriano, Microcistinas. Extraido el 15 de abril, 2008, de: http://www.zoetecnocampo.com/Documentos/ciano/cianobacterias.htm.

6. Brena, B. (2005). Cianotoxinas, Estructura y Toxicidad. Facultad de Química, Universidad de la República Oriental del Uruguay. Extraído el 29 de abril, 2008, de: http://mail.fq.edu.uy/~inmun o/curso%20microcistinas/teoricos/estructura%20y%20toxicidad%20mc.ppt

7. BVSA. (2004). Normas Internacionales para la Calidad del Agua de Bebida. Extraído el 17 de mayo, 2008 de http://www.cepis.ops-oms.org/bvsacg/e/normas.html.

8. Cumbal, L. Aguirre, V. Murgueitio, E. Tipán, C. Chavez, C. Poma, F. (2006). Orígen del Arsénico en aguas y sedimentos de la Laguna de Papallacta, Estudio Preeliminar. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército. Extraído el 15 de abril, 2008, de: http:// www.accede.org/papers/cianobacterias.pdf.

9. Curto, S. Mendiburo, N. Plastina, R. Boffi, R. (2002). Arsénico en Acuíferos: Influencia Sobre la Salud de la Población. Extraido el 17 de abril, 2008, de http://www.intramed.com.ar.

10. Devercelli, M. Y García M. (2001). Fitoplancton y Floración de Cianobacterias en el Lago del Parque General Belgrano. Qcaambiental. Extraído el 16 de abril de 2009 de http://www.qcaambiental.santafe-conicet.gov.ar/transferencia/Lago/cuerpocontinforme.htm.

11. Díaz, C. Pica, Y. Ronco, A. (2006). Ensayo de toxicidad aguda con Daphnia magna. The International development Research Centre. Documento 7. Extraído el 20 de enero de 2009 de http://www.idrc.ca/en/ev-84464-201-1-DO_TOPIC.html.

12. Fay, P. (1992). Oxygen Relations of Nitrogen Fixation in Cianobacteria. Microbiological Reviews. Jun. 1992. p 340 – 373. Vol. 56. No. 2.

13. Ferrari, S. Guzmán, G. Silva, P. Alcaráz, L. Silva, H. González, D. (2004).Captación de Cadmio por biomasa Libre o Inmovilizada de Nostoc minutum (CIANOBACTERIA FILAMENTOSA). Acta Toxicol. Argent. Extraído el 15 de agosto, 2008, de: http://www.ataonline.org.ar/bibliotecavirtual/ acta_ toxico lógica /ata12_1.pdf.

14. INEN, (2009). Parámetros para calidad de agua. Tomado el 19 de abril de 2009 de: http://www.inen.gov.ec.

15. Junta de Castilla y León. (2005). El arsénico y el agua de consumo. Agencia de protección de la salud y seguridad alimentaria. Tomado el 15 de abril de 2009 de: http://www.salud.jcyl.es/sanidad /cm/profesionales /images?locale=es_ES&textOnly=false&idMmedia=92946.

16. Koch, A. Naranjo, B. Villacís, N. Factos, A. García, M. (2007). Aislamiento, purificación y caracterización de cianobacterias procedentes de bosques nativos de Polylepis pauta para su aplicación en reforestación, recuperación de suelos y extracción de metabolitos primarios y secundarios Revista Ciencia. Extraído el 14 de agosto, 2008.

17. Lillo, J. (2003). Peligros geoquímicos: arsénico de origen natural en las aguas. Grupo de Estudios de Minería y Medio Ambiente. Extraído el 29 de abril, 2008, de: http://www.ucm.es/info/crismine /Ambiente_Serena/Peligros_As_2.pdf.

18. Maeda, S. Kumeda, K. Maeda, M. Higashi, S. Takeshita, T. (1987). Bioaccumulation of arsenic by freshwater algae (Nostoc sp.) and the application to the removal of inorganic arsenic from an aqueous phase. InterScience. Extraído el 29 de abril, 2008, de http://www3.interscience.wiley.com/journal /109566286/abstract?CRETRY=1&SRETRY=0.

19. Mohan, D. Pittman, J. (2007). Arsenic removal from water/wastewater using adsorbents A critical review. Environmental Chemistry Division, Industrial Toxicology Research Centre. Extraído el 29 de abril, 2008, de http: //www.physics.harvard.edu/~wilson/arsenic/references/Mohan_As_removal _adsorbents.pdf.

20. Núñez, M y Hurtado, J. (2005). Bioensayos de toxicidad aguda usando Daphnia magna Straus (Cladocera, Daphniidae) desarrollada en medio de cultivo modificado. Rev. Perú Biol. 165-170. Perú. Tomado en 19 de abril de 2009 de: http://sisbib.unmsm.edu.pe/bvrevistas/biologia/v12_n1/pdf /v12n1a 18.pdf.

21. Pérez, F. Prieto, F. Rojas, A. Marmolejo, Y. Salinas, E. Patiño, F. (2006). Estudio de eliminación de Arsénico con resinas de intercambio iónico en agua potable de Zimapán, Estado de Hidalgo, México. Revista metalurgia Septiembre Octubre 391-395. Extraído el 17 de Enero de 2009, de Revista de Metalurgia.

22. Rippka, R. Deruelles, J. Waterbury, JB. Herdman, MRY. (1979). Generic Assignments, strains histories and properties or pure cultures of Cyanobacteria. J.Gen. Microbio. 11: 1-61. Extraído el 30 de Junio, 2008, de http://redalyc.uaemex.mx/redalyc/pdf/480/48033304.pdf.

23. Roset J, Aguayo S, Muñoz MJ. (2001). Detección de cianobacterias y sus toxinas. Una Revisión. Revista de Toxicología. Extraido el 15 de abril, 2008, de http://www.accede.org/papers/cianoba cterias.pdf.

24. Torralba, M. (1996). Mejoras al sistema de Generación de Hidruros-Absorción Atómica para la Determinación de Arsénico Total en Materiales Biológicos. Determinación Simultánea de sus Especies Tóxicas Mediante Procedimientos deCalibración Multivariante. Extraído el 15 de abril de 2009 de http://biblioteca.universia.net/ficha.do?id=3915928b.

25. Varian. (2004). Instructivo para uso del generador de hidruros VGA77 acoplado a un espectrofotómetro de absorción atómica. Australia.

DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Ángel San Bartolomé[1], Daniel Quiun[1]

[1]Profesor Principal del Departamento de Ingeniería
Pontificia Universidad Católica del Perú

RESUMEN

Contemplando criterios de resistencia y de desempeño sísmico, se planteó una técnica inédita de diseño estructural, aplicable a las edificaciones de albañilería confinada de mediana altura (hasta de cinco pisos). Esta técnica se basa en los resultados de múltiples experimentos realizados en el Perú y en otros países, así como en una serie de estudios teóricos y en las enseñanzas dejadas por los sismos pasados que afectaron a este tipo de edificaciones. En el año 2006, la técnica quedó materializada en la actual Norma E.070 "Albañilería" del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Como derivación de la técnica indicada, se planteó una técnica similar para el diseño estructural de las viviendas de adobe confinado de hasta dos pisos, considerándose el comportamiento sísmico de esta albañilería de baja calidad. Se debe resaltar que en el año 1998 se reforzaron viviendas reales de adobe de un piso, utilizando mallas de alambre electrosoldado cubiertas de mortero, que simulaban vigas y columnas de confinamiento; estas viviendas se comportaron exitosamente ante los sismos ocurridos en el sur del país en los años 2001 y 2007.

SUMMARY

A new technique for structural design applicable to confined masonry buildings of medium height (up to five stories) was developed, including strength and seismic performance criteria. This technique is based on the results of multiple experiments performed in Peru and other countries, as well as in a series of theoretical studies and the lessons left by past earthquakes that affected this type of buildings. In year 2006, the technique was materialized in the current Masonry code (Norma E.070 in Spanish) of the National Building Code.

As a derivation of the mentioned technique, a similar technique was developed for the structural design of confined adobe houses up to two stories high, considering the seismic behavior of this low quality masonry. It must be mentioned that in 1998 actual one-story adobe houses were reinforced, using welded wire meshes covered with mortar, which simulate confining beams and columns; these houses behaved successfully under the earthquakes that affected the southern part of the country in years 2001 and 2007.

1. PROPÓSITOS DE LA INVESTIGACIÓN E HIPÓTESIS PLANTEADAS

La albañilería confinada por elementos de concreto armado fue creada por ingenieros italianos, después que el sismo ocurrido en 1908 en Messina, Sicilia, arrasara con las edificaciones de albañilería no reforzada. En nuestro país, la albañilería confinada empezó a utilizarse después de la ocurrencia del terremoto de 1940 en Lima, pero sin criterios de ingeniería. Recién en el año 1982, basándose en los resultados de escasos experimentos, se promulgó la primera Norma E-070 “Albañilería” [1], donde se empleaba criterios de diseño estructural por esfuerzos admisibles. Sin embargo, la fuerza sísmica que se utilizaba estaba asociada a aceleraciones máximas del orden de 0.1g en suelo duro, mientras que los sismos severos, de acuerdo a la Norma E.030 [3], pueden generar aceleraciones cuatro veces mayores (0.4g) para ese tipo de suelo, cifra que duplica al factor de seguridad (del orden de dos) que por fuerza cortante exigía la Ref.1 para los muros confinados. Por consiguiente, es necesario que los muros de estas edificaciones sean diseñados contemplando su incursión en el rango inelástico ante los sismos severos, previendo su falla por fuerza cortante, pero de tal modo que queden en un estado que sea económicamente reparable.

1.1 Objetivos

Los objetivos de la técnica de diseño (Fig.1) son dos: 1) ante la acción de sismos moderados (o frecuentes, de hasta 0.2g de aceleración en suelo duro), buscar que los muros se comporten elásticamente, sin que se agrieten; y, 2) ante los sismos severos (o raros, con aceleración de hasta 0.4g en suelo duro [3]) que podrían causar la falla por corte en los muros, tratar que queden en un estado económicamente reparable, sin que disminuya su resistencia. Para los casos en que la edificación se ubique sobre suelos blandos, las aceleraciones indicadas deben amplificarse por el factor “S” que especifica la Norma E.030 [3]. Debe resaltarse que por primera vez en el Perú, una técnica de diseño estructural contempla los criterios de desempeño sísmico mencionados.

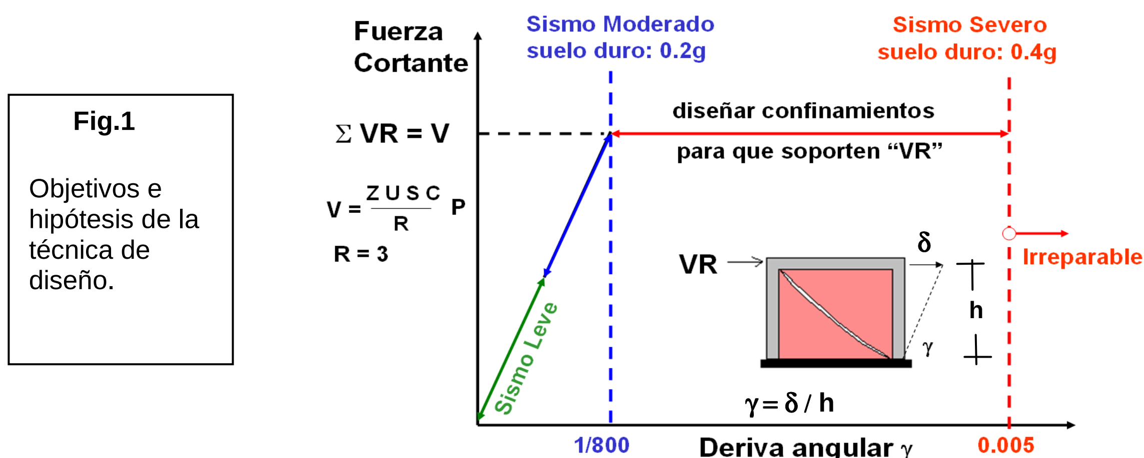


Fig.1

Objetivos e hipótesis de la técnica de diseño.

1.2 Hipótesis

Previamente debe indicarse que en una estructura de albañilería confinada, los muros de albañilería proveen la resistencia y rigidez lateral, mientras que los confinamientos proporcionan la ductilidad. Por tanto, para lograr los objetivos indicados en el acápite 1.1, se adoptaron las siguientes hipótesis: 1) los confinamientos deben ser capaces de absorber la carga que produce el agrietamiento diagonal de la albañilería (VR en la Fig.1), para que la resistencia se mantenga estable durante la etapa inelástica; y, 2) debe existir una adecuada densidad de muros, medida a través de la suma de sus resistencias a fuerza cortante (Σ VR), para dotar a la edificación de la suficiente rigidez y resistencia, de tal modo que los muros

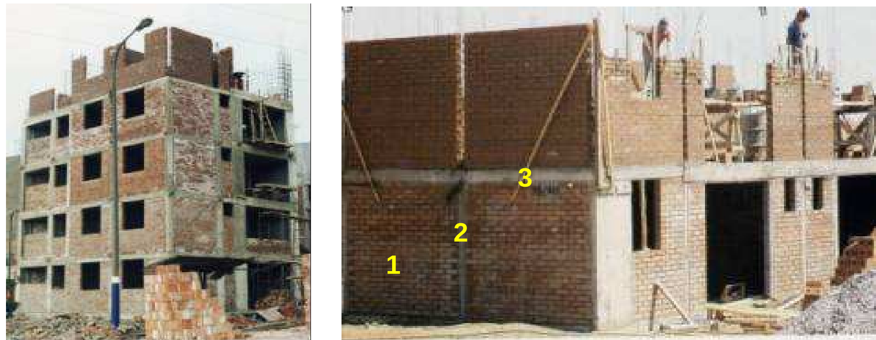
puedan soportar el sismo moderado sin mostrar daños, así como quedar en un estado reparable después del sismo severo.

Para lograr el cumplimiento de las hipótesis señaladas, la estructura debe satisfacer lo siguiente:

- **Integración de los Elementos Estructurales**. Este tipo de edificación se caracteriza por construirse primero el muro de albañilería, en segundo lugar se vacía el concreto de los elementos verticales de confinamiento (columnas); y finalmente, se vacía el concreto del techo en conjunto con el de las vigas, según se muestra en la Fig.2. Esta secuencia constructiva produce una adecuada adherencia entre los materiales involucrados y un comportamiento integral de la estructura.

Fig.2

Secuencia en la construcción de la albañilería confinada.



- **Uso de Ladrillos Sólidos**. Puede emplearse ladrillos sólidos de arcilla, sílico-calcáreos o de concreto, que presenten hasta un 30% de perforaciones en su cara de asentado; de otro modo, la unidad calificaría como hueca y terminaría triturándose ante los sismos severos, lo que resulta peligroso. Las unidades huecas, a diferencia de las sólidas, se trituran por las continuas aberturas y cerramientos de las grietas diagonales, perdiéndose parte del área del muro y la resistencia en la etapa inelástica, según se ha observado en diversos experimentos (Fig.3). Cabe indicar que podría emplearse unidades huecas, sólo si se llegase a demostrar que los muros se comportarán elásticamente (sin grietas diagonales) ante los sismos severos.

Fig.3

Trituración de unidades huecas con pérdida de área del muro, a diferencia de las unidades sólidas.



- **Uso de Diafragmas Rígidos**. Las losas aligeradas o macizas se comportan como láminas axialmente rígidas para cargas contenidas en su plano, por lo que al estar integradas a los muros, uniformizan sus desplazamientos laterales ante los sismos, además de proveerles arriostramiento en sus bordes horizontales. Sólo en el último techo podría emplearse diafragmas flexibles (techo metálico o de madera, Fig.4), con la condición de que existan vigas soleras de concreto armado que arriostren horizontalmente a los muros.



Fig.4. Diafragmas flexibles en el último nivel.

- **Praxis Constructiva Adecuada**. Experimentalmente se ha observado que defectos importantes en la construcción reducen sustancialmente la resistencia de los muros, tanto a carga vertical como a carga sísmica, por lo que esos errores deben evitarse. Entre estos errores se tiene: grosores de juntas de mortero mayores que 15mm, cangrejeras en las columnas, secuencia constructiva inadecuada (Fig.16), etc.

2. METODOLOGÍA EMPLEADA

Para plantear la técnica de diseño estructural, buscando cumplir con los objetivos especificados en el acápite 1.1 y usando las hipótesis indicadas en el acápite 1.2, se utilizaron procedimientos teóricos y experimentales. Los pasos que se siguieron fueron:

- Evaluación experimental de la resistencia a fuerza cortante de los muros (VR), empleándose materiales y mano de obra local. En estas pruebas además se determinaron: la deriva máxima para la cual el sistema queda en un estado reparable, el factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas (“R = 3” en la Fig.1), la manera de predecir rigideces laterales, etc.

- Análisis experimental de la influencia de diversos parámetros estructurales sobre la resistencia al corte de los muros (VR), tales como: la esbeltez, la carga de gravedad, etc.

- Análisis experimental de la influencia de diversos parámetros de la construcción que influyen en la resistencia al corte de la albañilería (grosor de juntas, tipos de mortero, tipos de arena, etc.), mediante ensayos de probetas pequeñas de albañilería (pilas y muretes, Fig.12).

- Formulación de la resistencia al corte, correlacionando los resultados de los muros a escala natural con aquellos obtenidos en el ensayo de probetas pequeñas de albañilería.

- Detección y análisis de las fallas usuales en las edificaciones de albañilería, después de haber estado sujetas a sismos reales y simulados (experimentales).

- Determinación teórica de la densidad mínima de muros requerida para cumplir con los objetivos indicados en 1.1, utilizando programas de análisis estructural inelástico paso a paso.

- Formulación de la técnica de diseño y comprobación mediante ensayos sísmicos simulados.

3. TRABAJOS REALIZADOS y ANÁLISIS DE RESULTADOS

La técnica de diseño que se plantea se encuentra basada en: 1) los múltiples ensayos estáticos y dinámicos realizados en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú y en el extranjero; 2) una serie de análisis teóricos; y, 3) las enseñanzas dejadas por los terremotos ocurridos en el Perú y en otros países [4].

Los trabajos experimentales se iniciaron en el año 1979 y continúan hasta la fecha. Estos trabajos se encuentran reportados en una serie de artículos, ilustraciones y videos que pueden ser vistos por Internet en el blog de "Investigaciones en Albañilería" http://blog.pucp.edu.pe/albanileria [5]. En este documento sólo se citarán los resultados de los proyectos más relevantes.

3.1 Ensayos de Carga Lateral Cíclica en Muros a Escala Natural

Mediante ensayos de carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado (V-D, Fig.5), se analizó la influencia de una serie de parámetros sobre el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada, llegándose a obtener las conclusiones que se indican a continuación.



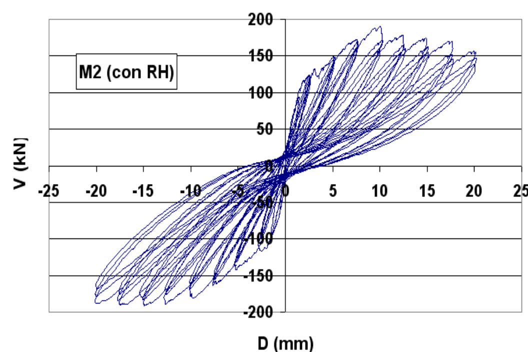


Fig.5. Ensayo de carga lateral cíclica y gráfica cortante-desplazamiento típica.

- La calidad de los ladrillos influye sustancialmente sobre la resistencia a fuerza cortante de los muros, así como sobre su rigidez lateral (Fig.6). No debe emplearse unidades huecas, porque se trituran disminuyendo drásticamente el área de corte, la resistencia y la rigidez (Fig.7).

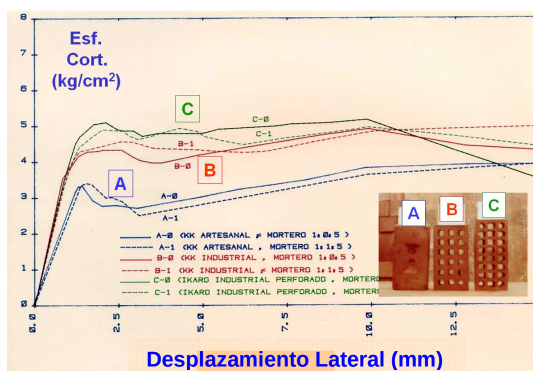


Fig.6. Calidad de los ladrillos.

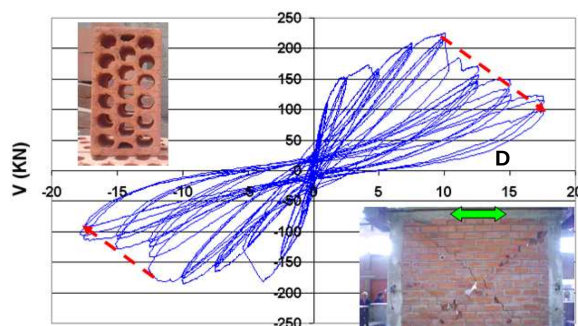


Fig.7. Ladrillos huecos.

- La rigidez lateral elástica de los muros confinados, puede calcularse teóricamente transformando la sección de las columnas de concreto en área equivalente de albañilería.

- La deriva para la cual los muros quedan en un estado económicamente reparable, es γ = 0.005. Para esta deriva, el factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas, calculado experimentalmente mediante el criterio de igualación de energías, puede estimarse en R = 3.

- Cuando la carga vertical genera en el muro esfuerzos axiales (σ) mayores que 0.05 f´m, donde f´m es la resistencia a compresión axial de las pilas de albañilería (Fig.12), se produce una reducción importante de la resistencia inelástica a fuerza cortante del muro (Fig.8) para derivas menores que 0.005; salvo que se le refuerce horizontalmente con varillas continuas ancladas en las columnas de confinamiento, en una cuantía nominal de 0.001 (Fig.9). Aún con este refuerzo horizontal, el esfuerzo axial "σ" no debe ser mayor que 0.15 f´m.

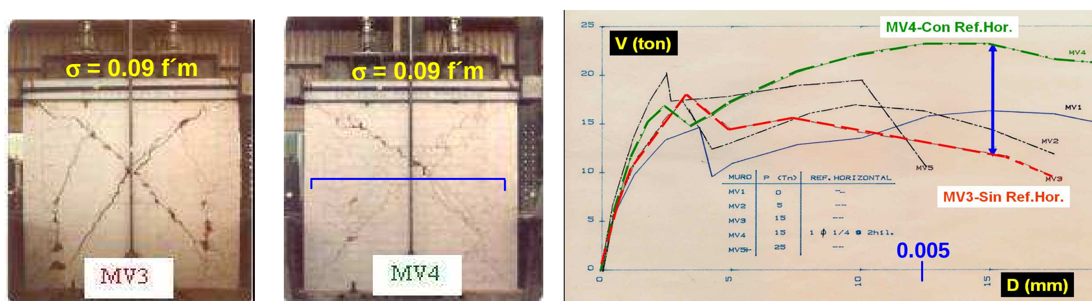


Fig.8. Efectos de la carga vertical. MV3 sin refuerzo horizontal, MV4 con ref. horizontal.

Fig.9

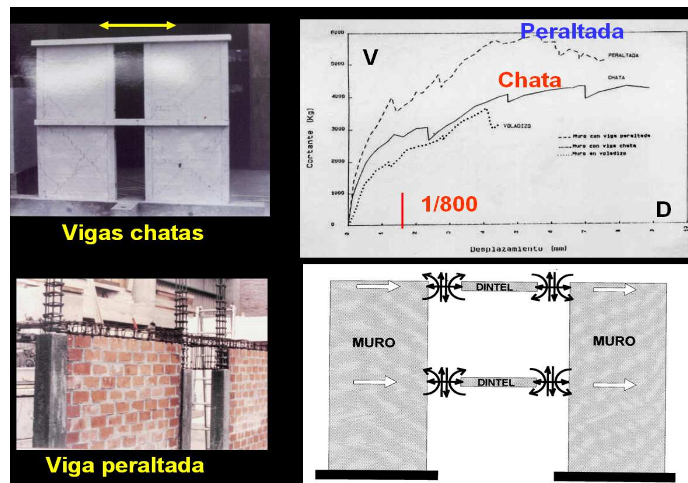
Refuerzo horizontal para muros con s > 0.05f´m.



- Las vigas que acoplan a los muros confinados (dinteles), deben ser preferentemente peraltadas (Fig.10), para elevar la rigidez lateral y la resistencia a fuerza cortante. Estas vigas deben ser diseñadas para soportar las cargas del sismo moderado, menores a las que provocan la falla por corte del muro (sismo severo), tratando de que fallen por flexión en sus extremos, para que disipen energía sísmica antes de que se fracturen diagonalmente los muros. Es decir, ante los sismos, las vigas de acople deben funcionar como la primera línea resistente.

Fig.10

Efectos del peralte de las vigas de acople.



- La esbeltez de los muros, expresada a través de la relación M / (V L), donde "M" es el momento flector, "V" la fuerza cortante y "L" la longitud del muro, reduce la resistencia al corte en un factor $\alpha = V L / M$, con $1/3 \leq \alpha \leq 1$. Este efecto fue estudiado experimentalmente (Fig.11) y teóricamente mediante el método de elementos finitos, llegándose a la misma conclusión. Este hecho contribuye a explicar el porqué las edificaciones de albañilería fallan por corte en el primer piso (Fig.15), ya que allí el momento flector es máximo.

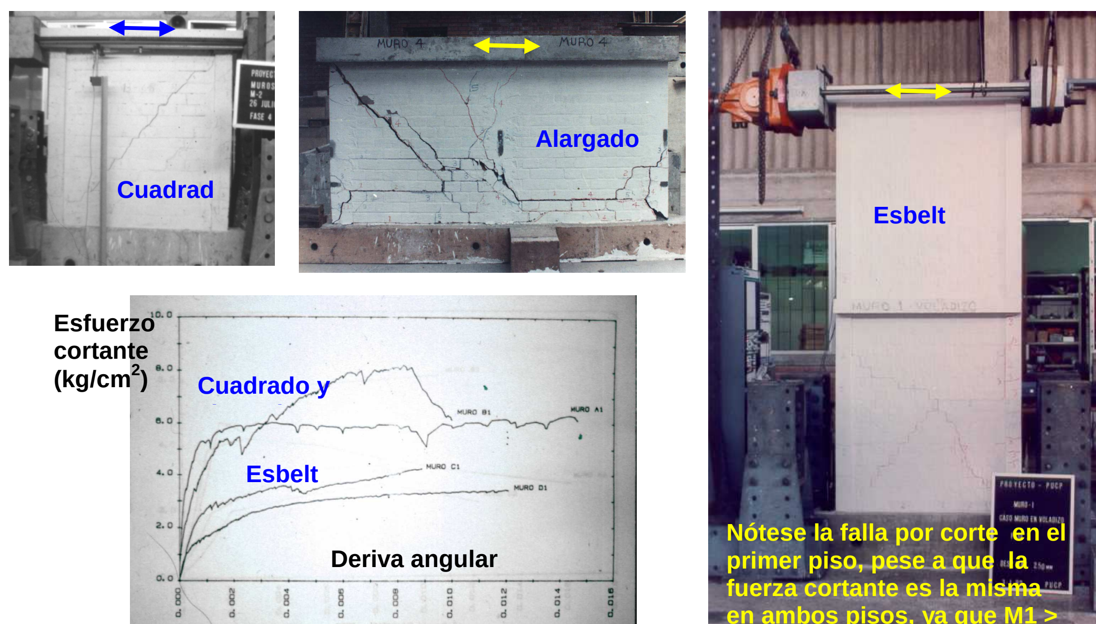


Fig.11. Efectos de la esbeltez del muro sobre la resistencia a fuerza cortante.

3.2 Formulación de la Resistencia al Corte (VR)

Los resultados de los diversos experimentos indicados en 3.1, fueron correlacionados con los obtenidos en los ensayos de las pilas a compresión axial y de los muretes a compresión diagonal (Fig.12). La mejor correlación se obtuvo con los muretes, ya que la forma de falla por corte en los muretes se refleja también en los muros a escala natural. Esto permitió obtener la ecuación 1.

Ladrillos de arcilla y de concreto vibrado: $VR = 0.5\,v'm\,\alpha\,t\,L + 0.23\,Pg$ (1)

Ladrillos sílico-calcáreos: $VR = 0.35\,v'm\,\alpha\,t\,L + 0.23\,Pg$

En la ecuación 1, el término "α" está limitado a: $1/3 \le \alpha = V\,L / M \le 1$; "t" es el espesor efectivo del muro, descontando el tarrajeo (salvo que éste se aplique sobre una malla anclada al muro); "L" es la longitud total incluyendo las columnas; "Pg" es la carga de gravedad; y, v´m es la resistencia característica unitaria a corte puro de los muretes, obtenida como el valor promedio de la carga de rotura entre el área bruta de la diagonal cargada menos una desviación estándar.

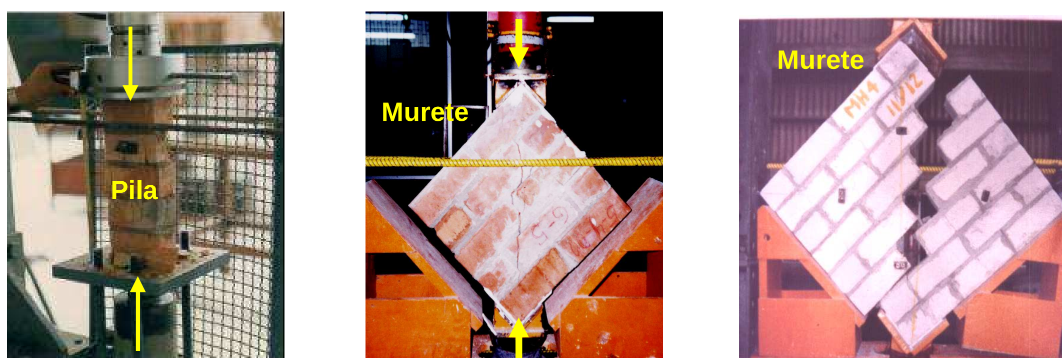


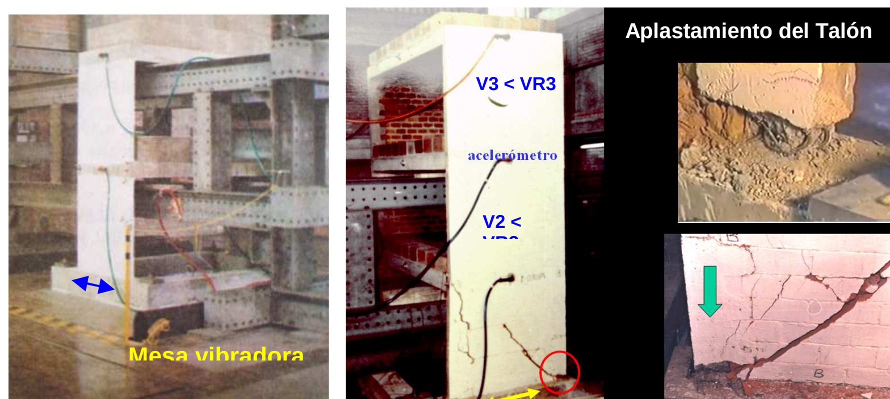
Fig.12. Ensayos de pilas a compresión axial y de muretes a compresión diagonal.

3.3 Ensayos de Simulación Sísmica

Mediante ensayos de especímenes a escala reducida de 2 y 3 pisos (Fig.13, Ref.7), hechos en el simulador de sismos de la Universidad Católica, se verificaron los resultados de los ensayos de carga lateral cíclica (acápite 3.1). Adicionalmente se obtuvo las siguientes conclusiones.

Fig.13

Ensayos de simulación sísmica.



- La ecuación 1 (acápite 3.2) para determinar la resistencia a corte quedó corroborada. En los pisos superiores al primero, donde la fuerza cortante sísmica fue menor que la resistencia teórica “VR” correspondiente, no se produjo el agrietamiento diagonal de los muros (Fig.13).
- En sismos severos, los extremos de las columnas están sujetos a fuertes compresiones por flexión (Fig.13), por lo que sus estribos deben ser diseñados para evitar el aplastamiento y el pandeo del refuerzo vertical. Al evitarse la falla por aplastamiento en el extremo de la columna, se elimina también la falla por compresión de la albañilería circundante.

- En el rango elástico (sin grietas), la distribución de las fuerzas sísmicas en la altura de los especímenes fue del tipo triangular (similar a la de la Norma E.030 [3]), pero al formarse la grieta diagonal en el primer piso, cambió a una distribución prácticamente uniforme.

- La rigidez y la resistencia de los muros fueron similares a las obtenidas en los ensayos estáticos; sin embargo, la ductilidad decreció en la prueba dinámica, debido al mayor deterioro que el ensayo dinámico produce tanto en la albañilería como en los confinamientos.

3.4 Detección y Análisis de las Fallas Usuales

- **Falla por Corte**. Tanto en los experimentos (figuras 13 y 14) como en los sismos reales (Fig.15), se ha detectado que las edificaciones de albañilería fallan por fuerza cortante inicialmente en el primer piso. Esto se explica porque la fuerza cortante en el primer piso es mayor que la de los pisos superiores; y porque los efectos de esbeltez (Fig.11), que reducen la resistencia al corte, son mayores en el primer piso, ya que allí el momento flector es máximo. Este hecho fue contemplado en la técnica de diseño.



Fig.14. Experimento sísmico japonés en un edificio de 5 pisos de albañilería armada a escala natural [11].



Fig.15. Falla por corte en el primer piso de la edificación ante sismos reales.

- **Volcamiento**. Se han reportado fallas de la albañilería en los últimos pisos por cargas sísmicas perpendiculares al plano del muro (Fig.16). Esto se debió a errores cometidos en el proceso constructivo, donde primero se construyeron las columnas para después levantar la albañilería, perdiéndose la acción de arriostramiento vertical que deberían proporcionar las columnas. Esta secuencia constructiva no integra a la albañilería con las columnas.

Fig.16

Pisco, 2007. Falla por volcamiento.



- **Falla por Cizalle**. Este tipo de falla (Fig.17) se ha detectado en las juntas de construcción columna-solera y columna-cimentación. Los estribos en las columnas no controlan este tipo de falla horizontal, que debe ser evitada mediante refuerzo vertical y área de concreto.

- **Efectos del Alféizar**. El alféizar de ventanas reduce la altura efectiva del muro rigidizándolo; lo cual hace que el muro absorba fuerza cortante en exceso, por lo que es conveniente aislarlo del alféizar (Fig.18). También se recomienda este aislamiento porque el muro principal es portante de carga vertical, mientras que en el alféizar la carga vertical es nula; esa diferencia de cargas causa desplazamientos relativos que muchas veces producen la fisuración de la albañilería en la zona de encuentro, formándose una junta vertical que da lugar a que el alféizar quede sin arriostre en ese borde ante cargas sísmicas perpendiculares a su plano.

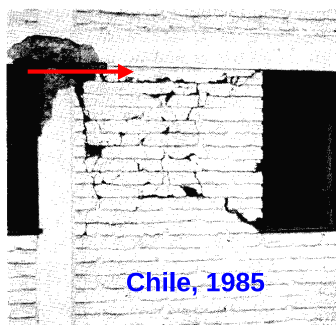


Fig.17. Cizalle.

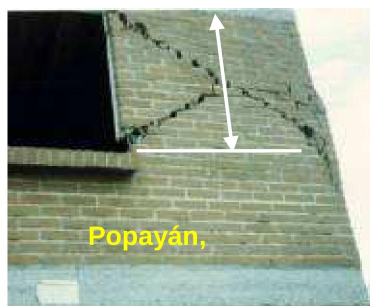




Fig.18. Efectos del alféizar (izq.) y aislamiento (der.).

- **Falta de Confinamiento y de Arriostramiento**. Debido a que el sismo genera fuerzas en los dos sentidos de la dirección longitudinal del muro estructural y en la dirección perpendicular a su plano, es necesario: 1) que la albañilería esté completamente bordeada por los confinamientos; 2) que las columnas no estén espaciadas más de dos veces la distancia que existe entre las vigas soleras; y, 3) que la relación altura libre de la albañilería (distancia entre las soleras) dividida entre su espesor, sea menor que 20. Por ejemplo, en muros que presentan una sola columna, no se puede controlar el grosor de las grietas diagonales (Fig.19), por lo que estos muros calificarán como “Muros No Confinados”. Por la gran degradación de resistencia que tienen los “Muros No Confinados” después de su falla por corte, su aporte a la resistencia sísmica del edificio ($\sum VR$) en el rango inelástico debe considerarse nula.



Fig.19. Muros No Confinados.

3.5 Determinación de la Densidad de Muros Confinados (Resistencia Global)

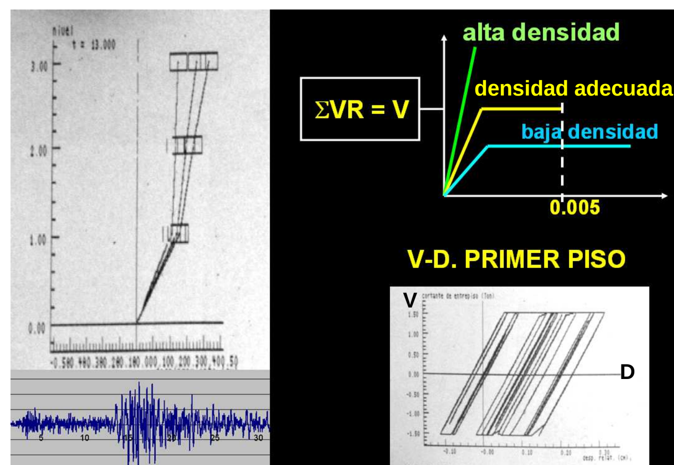
Para demostrar la segunda hipótesis indicada en 1.2 (Fig.1) y así lograr los objetivos de la técnica, se analizaron teóricamente una serie de edificios estructurados por muros de albañilería confinada (uno de ellos aparece en la Ref.4). Se utilizó un programa de análisis inelástico paso a paso (TODA, Fig.20), empleándose señales sísmicas peruanas que fueron escaladas en sus aceleraciones para simular sismos moderados (0.2g en suelo duro) y severos (0.4g en suelo duro).

La resistencia a fuerza cortante "VR" de cada muro confinado fue calculada con la ecuación 1 (acápite 3.2), y en cada uno de los edificios se varió la densidad de muros, expresada a través de la suma de sus resistencias a corte (Σ VR), hasta cumplir con los objetivos indicados en 1.1. Cuando la densidad de muros fue excesiva, el comportamiento fue elástico, incluso ante el sismo severo; mientras que cuando la densidad de muros era baja, la demanda de ductilidad resultó muy alta, sobrepasándose la deriva de 0.005 para la cual el sistema es económicamente reparable.

El análisis teórico determinó el cumplimiento de los objetivos cuando en cada dirección del edificio se tuvo: Σ **VR ≥ V**, donde "V" es la fuerza cortante especificada por la Norma E.030 [3] para la condición de sismo severo (Fig.1). Por tanto, la resistencia global mínima que debe proporcionarse a la edificación en cada dirección y en cada piso es: Σ **VR ≥ V**.

Fig.20

Análisis Sísmico Inelástico Paso a Paso, mediante el programa de computación TODA.



3.6 Determinación de Fuerzas Internas en los Confinamientos del Piso Agrietado

Producida la falla por fuerza cortante en los muros de un paño (con una fuerza “VR”, Fig.21), las fuerzas internas en los confinamientos pueden calcularse por equilibrio. Se asume que las columnas y la solera no presentan momento flector, debido a que su curvatura por flexión es nula, porque los confinamientos continúan conectados a la albañilería incluso después del agrietamiento diagonal (Fig.21). De este modo, las columnas trabajarán a tracción (T), a fuerza cortante (Vc) y a compresión (C), mientras que la solera trabajará a una tracción igual a “Vc”.

Para el caso de muros de varios pisos y de un paño (Fig.21), las fuerzas internas en los confinamientos también pueden obtenerse por equilibrio. Para ello se asume que los pisos superiores al primero no se agrietan y que el cortante de agrietamiento se distribuye en cada nivel adoptando un patrón de fuerzas laterales uniforme (f = VR / N, donde N es el número de pisos).

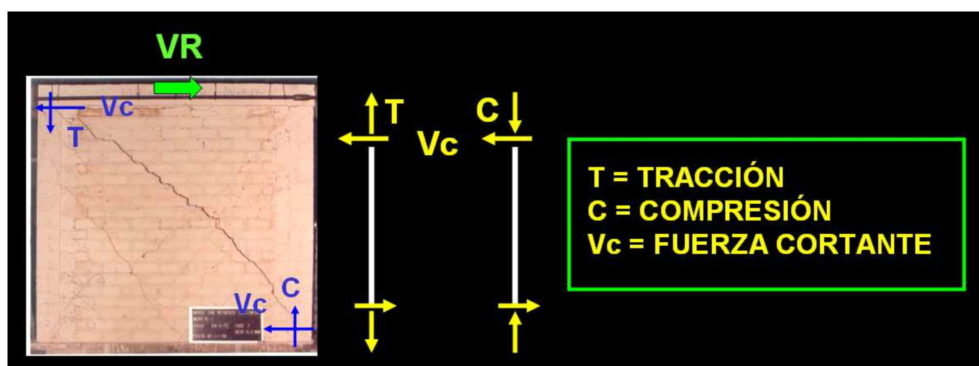
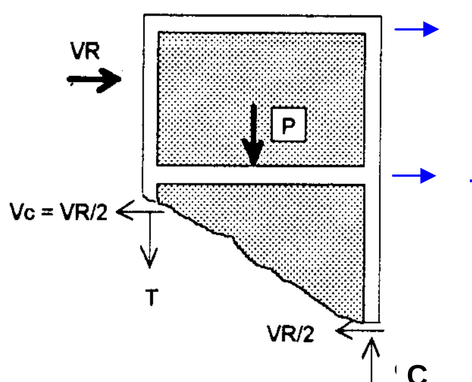


Fig.21

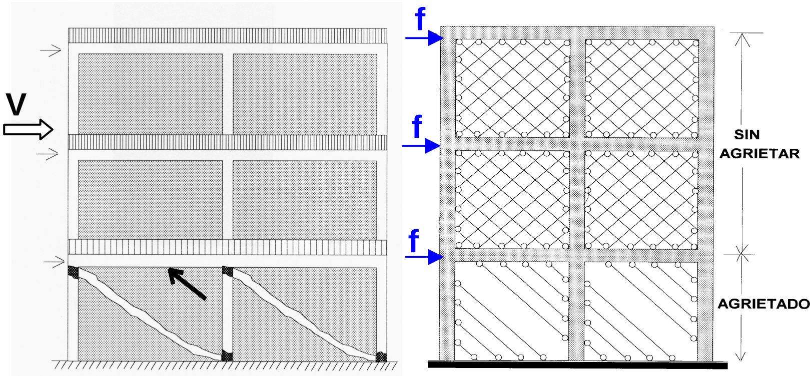
Cálculo por equilibrio de las fuerzas internas en los confinamientos de los muros de un paño.



Para el caso de muros con varios tramos (Fig.22), o muros conectados por vigas de concreto, o muros con paredes transversales, el problema es hiperestático. De esta manera, se optó por solucionarlo mediante programas de cómputo, recurriendo a modelos matemáticos como el indicado en la Fig.22, donde f = VR / N. Como conclusión se lograron las fórmulas simplificadas que aparecen en la Tabla 1. Estas fórmulas prestan atención especial a las columnas localizadas en los dos extremos del muro, para que éstas funcionen como topes que eviten el deslizamiento de la albañilería; de esta manera, las franjas de albañilería comprendidas entre las grietas diagonales, aportarán resistencia a carga lateral en la etapa inelástica, como se ilustra en la Fig.23, descargando el trabajo de los confinamientos.

Fig.22

Muro de varios pisos y varios tramos. Modelo analítico para hallar las fuerzas internas en los confinamientos.



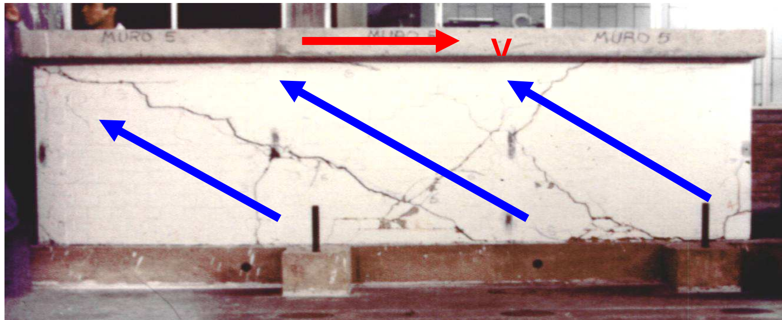


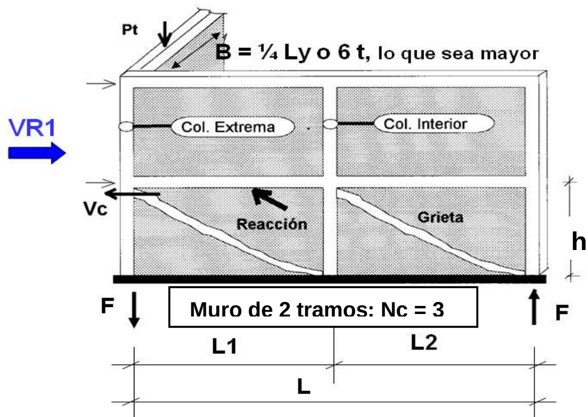
Fig.23. Contribución de las zonas fragmentadas en la etapa inelástica.

Tabla 1. Fórmulas para hallar las fuerzas internas en las columnas del primer piso.

COLUMNA	Vc (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{VR1\ Lm}{L\ (Nc+1)}$	$VR1\frac{h}{L} - Pc$	$Pc - \frac{VR1\ h}{2\ L}$
Extrema	$1.5\frac{VR1\ Lm}{L\ (Nc+1)}$	$F - Pc$	$Pc + F$

Fig.24

Ilustración de algunos parámetros que intervienen en las fórmulas de la Tabla 1.

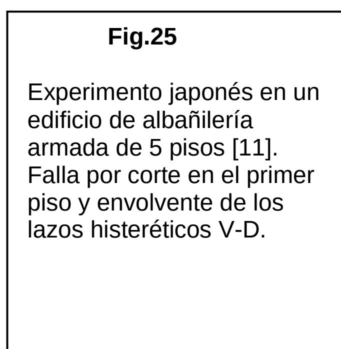


Los parámetros que intervienen en las ecuaciones de la Tabla 1 (algunos de los cuales aparecen en la Fig.24) son:

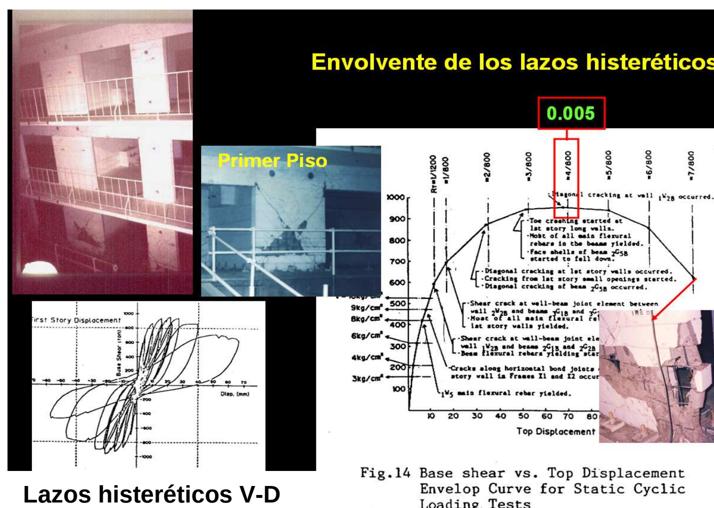
VR1 = cortante de agrietamiento diagonal en el primer piso (calculado con la ecuación 1)
Lm = longitud del tramo mayor (L1 o L2) ≥ 0.5L. En muros de un tramo: Lm = L
L = longitud total del muro, incluyendo las columnas de confinamiento
h = altura del primer piso (o del piso agrietado en análisis)
Nc = número de columnas del muro en análisis. En muros de un tramo: Nc = 2.
Pc = carga vertical tributaria en cada columna (incluye la carga "Pt" existente en un ancho tributario "B", proveniente de muros transversales a la columna en análisis)
M = Mu1 – ½ VR1 h
Mu1 = momento flector en la base del primer piso producido por el sismo severo
F = M / L = carga axial en las columnas extremas producida por el momento flector "M"

4. RESULTADO: TÉCNICA DE DISEÑO.

Como resultado de los trabajos indicados en el acápite 3, se elaboró la técnica de diseño para las edificaciones de albañilería confinada. En esta técnica se acepta que las edificaciones inevitablemente fallarán por fuerza cortante en su primer piso, cuando son sometidas a sismos severos, salvo que tengan una densidad de muros excesiva. A pesar de que la falla es por corte, los experimentos (acápite 3) demostraron que es posible dotar de cierta ductilidad a los muros confinados, siempre y cuando los elementos de confinamiento sean capaces de soportar la fuerza asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería "VR". Cabe destacar que en el experimento japonés [11] mostrado en la Fig.14, los muros del primer piso fallaron por corte y la degradación de resistencia se produjo después de superarse la deriva de 0.005 (adoptada como límite máximo en nuestra técnica), producto de la trituración de los extremos de los muros (Fig.25).


Fig.25

Experimento japonés en un edificio de albañilería armada de 5 pisos [11]. Falla por corte en el primer piso y envolvente de los lazos histeréticos V-D.



Lazos histeréticos V-D

El proceso de diseño planteado consta de cinco pasos: 1) verificación de la densidad mínima de muros confinados en las direcciones principales del edificio; 2) diseño por carga vertical; 3) análisis elástico ante el sismo moderado, evitando el agrietamiento diagonal de los muros; 4) determinación de la resistencia al corte "VR"; y, 5) diseño para sismos severos.

4.1 Paso 1. Verificación de la Densidad Mínima de Muros Confinados.

Con el objetivo de evitar el colapso de la edificación por deficiencia en la resistencia a carga lateral (Fig.26), en la etapa de predimensionamiento se debe proporcionar en cada dirección principal del edificio, una densidad mínima de muros confinados, tal que se cumpla la expresión 2. Los muros restantes pueden carecer de confinamientos, e incluso ser portantes de carga vertical, ya que al estar conectados todos los muros al diafragma (losa de techo), su desplazamiento lateral será controlado por el conjunto de muros estructurales confinados.

$$\frac{\Sigma L\ t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56} \qquad (2)$$

En la expresión 2, Z, U y S son los factores empleados en el cálculo de "V" y se encuentran especificados en la Norma E.030 [3]; "N" es el número de pisos del edificio; "L" es la longitud horizontal total del muro; "t" es su espesor descontado el tarrajeo, salvo que éste se aplique sobre una malla conectada al muro; y, "Ap" es el área en planta del piso típico.

En caso que no se cumpla la expresión 2 en alguna de las direcciones del edificio, se debe agregar muros de concreto armado ("placas") o incrementar el espesor "t" en algunos muros de albañilería confinada. De emplearse placas (Fig.27), su espesor "t" en la expresión 2 deberá afectarse por la relación de los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería (Ec/Em).



Fig.26. Colapso de una vivienda con baja densidad de muros en la dirección de la fachada. Nótese que los muros largos no contribuyen a la resistencia en la dirección transversal.

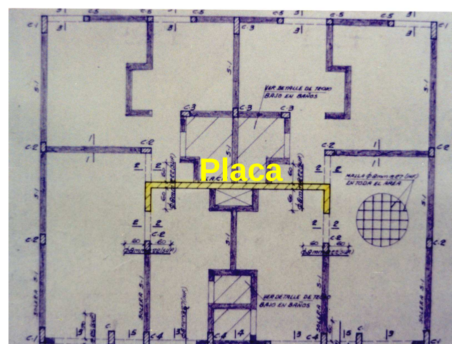


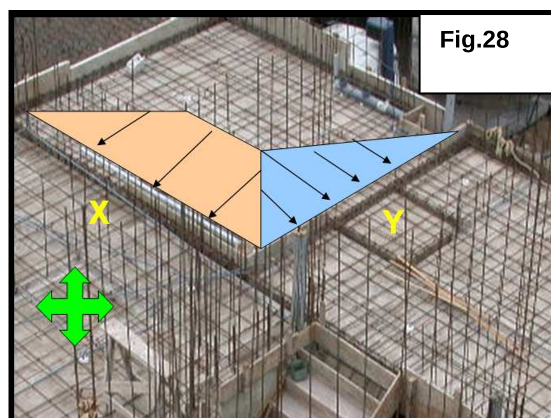
Fig.27. Edificio con placa central.

4.2 Paso 2. Diseño por Carga Vertical.

Por cualquier método racional (metrado de cargas con áreas tributarias, por ejemplo), se debe calcular la fuerza axial producida por las cargas de gravedad (Pg) en cada muro. Luego, el esfuerzo axial (σ = Pg /(L t)) actuante deberá ser menor que 0.15 f´m, donde f´m es la resistencia a compresión axial de las pilas de albañilería (Fig.12); en caso contrario, habrá que mejorar la calidad de la albañilería (f´m), aumentar el espesor del muro, o transformarlo en una placa.

Si el esfuerzo axial (σ) excede a 0.05f´m, debe agregarse en el muro una cuantía nominal de refuerzo horizontal (0.001), consistente en varillas continuas de un diámetro no mayor que ¼", ancladas en las columnas de confinamiento (Fig.9).

Una manera de reducir los esfuerzos axiales en los muros (σ), es mediante el empleo de losas de techo armadas en dos direcciones (macizas o aligeradas), ya que éstas distribuyen la carga proveniente del techo sobre los muros ubicados en ambas direcciones del edificio (Fig.28).



4.3 Paso 3. Análisis Elástico ante Sismo Moderado y Diseño de otros Elementos.

En esta técnica se define al “**sismo moderado”** como aquél que produce fuerzas sísmicas iguales a la mitad de las causadas por el sismo severo. La fuerza cortante en la base del edificio generada por el sismo severo, se determina utilizando la expresión dada por la norma sísmica peruana E.030 [3]: V = Z U S C P / R, con R = 3. Bajo la definición dada, para evaluar la fuerza cortante basal producida por el sismo moderado, puede emplearse la misma expresión, pero con R = 6.

Es preferible que el análisis estructural sea hecho utilizando las fuerzas del sismo moderado, porque las fuerzas del sismo severo podrían producir cortantes en los muros que superen a su resistencia al agrietamiento diagonal (VR); esto no significa que el muro haya colapsado, sino que incurrió en el régimen inelástico, generándose una redistribución de fuerzas cortantes entre los diversos muros, que no es contemplado por los programas de análisis estructural elástico.

El análisis sísmico se debe realizar empleando cualquier procedimiento reconocido. En el modelo estructural se debe contemplar: 1) la acción de diafragma rígido dada por las losas de techo; 2) los alféizares de ventanas y tabiques no aislados de la estructura principal (*); 3) la participación de los muros transversales a la dirección en análisis; y, 4) el hecho que los muros están compuestos por dos materiales integrados: la albañilería y el concreto de las columnas; en este caso, el concreto puede transformarse en área equivalente de albañilería aplicando el criterio de la sección transformada. En el análisis puede emplearse las siguientes expresiones empíricas que permiten obtener el módulo de elasticidad “Em” de la albañilería y su módulo de corte “Gm”.

- Em (ladrillos de arcilla) = 500 f´m
- Em (ladrillos sílico calcáreos) = 600 f´m
- Em (ladrillos de concreto vibrado) = 700 f´m
- Gm (ladrillos de cualquier material) = 0.4 Em … (módulo de Poisson = 0.25)

(*) *Para simplificar el modelo matemático, es recomendable aislar los tabiques que presenten discontinuidad vertical, así como los alféizares de ventanas (Fig.18).*

El diseño estructural en la etapa de sismo moderado comprende lo siguiente:

- Determinadas las fuerzas internas producidas por el sismo moderado en cada muro (momento flector “Me” y fuerza cortante “Ve”), debe verificarse que la fuerza cortante “Ve” no exceda al 55% de su resistencia al agrietamiento diagonal “VR”. La finalidad de lo indicado es que los muros se comporten elásticamente (sin grietas diagonales) ante el sismo moderado.

- Debe verificarse que las derivas inelásticas en cualquier piso no sean mayores que 0.005, de lo contrario habrá que rigidizar al edificio. Estas derivas se calculan [3] como: 0.75 Δe R / h, con R = 6 y Δe = desplazamiento elástico relativo entre pisos consecutivos.

- Con la finalidad de que las vigas que conectan a los muros disipen energía sísmica antes que se agrieten los muros (Fig.29), se plantea diseñarlas en esta etapa a la rotura, de tal modo que su falla sea por flexión, tal como se indica en la Norma E.060 [6]. Para ello, debe emplearse un factor de amplificación por efectos sísmicos igual a 1.25. Una vez calculado el refuerzo longitudinal (As), se podrá evaluar los momentos plásticos en sus extremos (Mp) y, posteriormente, por equilibrio, podrá calcularse la fuerza cortante máxima (Vm) asociada al mecanismo de falla por flexión, y con ella diseñar los estribos de confinamiento.

  Debe señalarse que estas vigas no colapsarán cuando actúe el sismo severo (con fuerzas iguales al doble del sismo moderado), por la sobre resistencia que tienen, dada por: el factor de amplificación (1.25), el factor de reducción de resistencia a flexión (ϕ= 0.9) y porque el diseño se realiza utilizando el esfuerzo de fluencia del acero (fy), que aproximadamente es 1.5 veces menor que la resistencia máxima del acero en su zona de endurecimiento.

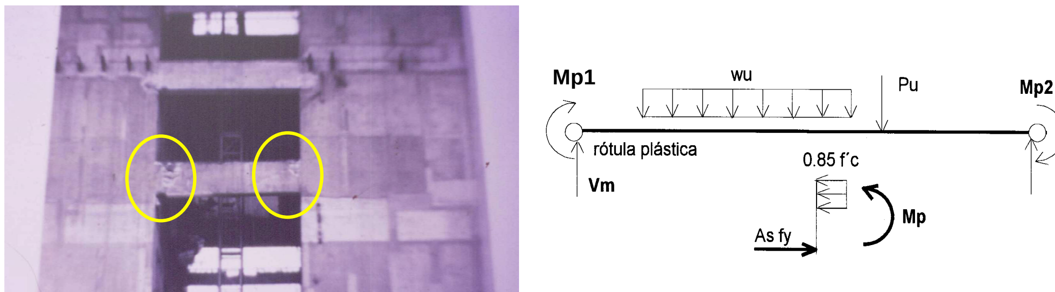


Fig.29. Diseño de las vigas de acople en la etapa de sismo moderado.

- De existir placas de concreto armado, también deben diseñarse a la rotura en la etapa de sismo moderado, amplificando los esfuerzos elásticos por un factor de 1.25, de tal modo que fallen por flexión, tal como se especifica en la Norma E.060 [6].

- La cimentación también debe diseñarse en la etapa de sismo moderado. El suelo de cimentación no colapsará cuando ocurra el sismo severo, puesto que su resistencia admisible presenta un factor de seguridad del orden de tres, mayor que la relación de fuerzas proporcionadas por el sismo severo y el moderado (dos).

4.4 Paso 4. Determinación de la Resistencia al Agrietamiento Diagonal "VR".

De acuerdo a lo indicado en el acápite 3.2, empleando la ecuación 1 y utilizando las fuerzas internas provenientes del análisis sísmico elástico (Me, Ve, acápite 4.3) para hallar el factor "α", podrá determinarse en cada muro de la edificación su resistencia al agrietamiento diagonal "VR".

Ladrillos de arcilla y de concreto vibrado: $VR = 0.5\, v'm\, \alpha\, t\, L + 0.23\, Pg$

(1)

Ladrillos sílico-calcáreos: $VR = 0.35\, v'm\, \alpha\, t\, L + 0.23\, Pg$

$1/3 \leq \alpha = Ve\, L / Me \leq 1$

Para facilitar la labor del ingeniero estructural, se proporciona la Tabla 2, donde aparecen valores de la resistencia característica unitaria a corte puro (v´m) de muretes construidos con varios tipos de ladrillo, asentados con mortero en proporción volumétrica cemento-arena 1:4. Para otros tipos de unidades o de mortero, deberán efectuarse los ensayos de compresión diagonal (Fig.12).

Tabla 2. Resistencias características de la albañilería.

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA MPa (kg / cm^2)				
Materia Prima	**Denominación Comercial**	**UNIDAD** f_b'	**PILAS** f_m'	**MURETES** v_m'
Arcilla	King Kong Artesanal	5.4 (55)	3.4 (35)	0.50 (5.1)
	King Kong Industrial	14.2 (145)	6.4 (65)	0.80 (8.1)
	Rejilla Industrial - INFES	21.1 (215)	8.3 (85)	0.90 (9.2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15.7 (160)	10.8 (110)	0.95 (9.7)
	Dédalo	14.2 (145)	9.3 (95)	0.95 (9.7)
Concreto vibrado	KingKoncreto	14.2 (145)	13.2 (135)	1.00 (10.2)

4.5 Paso 5. Diseño para Sismos Severos.

Este paso se compone de cinco partes:

Paso 5.1: Verificación de la resistencia global en cada piso del edificio (ΣVR ≥ V)

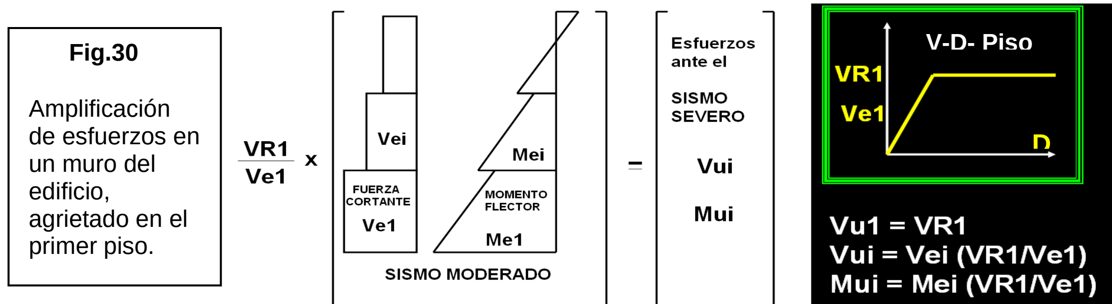
Con el valor de "VR" calculado para cada muro confinado, se obtiene en cada piso la suma de estos valores en cada dirección principal del edificio (Σ VR = resistencia global); la cual debe ser mayor que la fuerza cortante proporcionada por el sismo severo (V), especificada por la Norma E.030 [3]. Esta verificación determina si la cantidad de muros confinados es suficiente como para que la estructura cumpla con los objetivos de la técnica propuesta (acápite 1.1). En caso exista deficiencia de muros, podrá añadirse "placas" de concreto armado, o aumentar el espesor "t" de algunos muros confinados (cambiando el aparejo, o con un tarrajeo aplicado sobre una malla anclada al muro), o mejorar la calidad de la albañilería (v´m), o incrementar el peralte de las vigas de acople para disminuir "Me" y, en consecuencia, aumentar "α" y "VR".

Si la resistencia proporcionada por los muros confinados (Σ VR) en el primer piso, incluyendo las placas de concreto armado en caso hubiesen, excede en más de tres veces (factor "R = 3" de reducción de la fuerza sísmica elástica) al cortante basal del sismo severo "V", la estructura se comportará elásticamente ante el sismo severo (sin agrietarse diagonalmente). En tal situación, los muros requerirán confinamientos mínimos que arriostren lateralmente a la albañilería ante cargas sísmicas transversales al plano. Este es el caso de muros muy largos que se deforman en su plano principalmente por fuerza cortante, allí el refuerzo vertical de las columnas es mínimo al no existir prácticamente desplazamientos verticales por flexión que deformen al refuerzo.

Paso 5.2: Fuerzas internas ante el sismo severo (Vu, Mu) y verificación del agrietamiento diagonal de los muros localizados en los pisos superiores al primero (i > 1)

La técnica supone que ante la acción del sismo severo, los muros del primer piso se agrietan diagonalmente, alcanzando su resistencia VR1. De este modo, las fuerzas internas elásticas (Me, Ve) se verán amplificadas en la relación VR1 / Ve1, pasando a adoptar los

valores "Mu" y "Vu" asociados al mecanismo de falla por corte en el primer piso (Fig.30). Este factor de amplificación se calcula en el primer piso de cada muro y debe estar comprendido entre 2 y 3. El límite "2" es la relación de fuerzas del sismo severo y moderado, mientras que el límite "3" es el factor "R" de reducción de la fuerza sísmica. El hecho de que el factor de amplificación sea distinto en cada muro, indica una falla progresiva en los muros, en función a su nivel de resistencia "VR".



Si en un piso "i" superior al primero (i > 1) de algún muro, se obtuviese que la fuerza cortante "Vui" supera a la resistencia al corte "VRi", entonces el muro de ese piso también se agrietará diagonalmente y sus confinamientos deberán ser diseñados en forma similar al primer piso.

Paso 5.3: Determinación de las fuerzas internas en los confinamientos del primer piso

Las fuerzas internas en los confinamientos de los muros del primer piso (T, C y Vc, ver la Fig.21), se obtienen en forma aproximada mediante las fórmulas indicadas en la Tabla 1 del acápite 3.6, o utilizando modelos matemáticos como el mostrado en la Fig.22.

Paso 5.4: Diseño de los confinamientos del primer piso agrietado

El diseño de las columnas de confinamiento se realiza empleando las fórmulas especificadas en la Norma de Concreto Armado E.060 [6], sin amplificar los valores de rotura de la Tabla 1: T, C y Vc, pero contemplando los factores de reducción de resistencia (ϕ) de la Norma E.060. La resistencia a compresión del concreto (f´c) deberá ser mayor que 175 kg/cm^2.

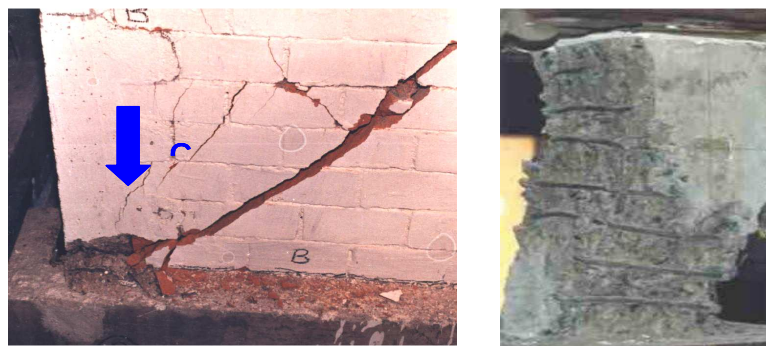
El área del refuerzo vertical de las columnas se determina diseñándolo por corte-fricción (Vc) y tracción (T) combinada, ya que ambos efectos actúan en simultáneo, como se muestra en la Fig.21. Por lo menos deberá emplearse un área de acero Asm = 0.1 f´c Ac / fy, donde "Ac" es el área de la columna, o 4 varillas con diámetro de 8mm, lo que sea mayor, formando una canastilla. El área mínima de acero indicada (Asm), es la requerida para absorber la carga que produce la fisuración del concreto de la columna en tracción por flexión del muro.

El área del núcleo de concreto (confinado por los estribos, Fig.31) se determina diseñándolo por aplastamiento con una compresión igual a "C", como si se tratase de una columna sin esbeltez. Luego, agregando el recubrimiento, el área total de la columna no debe ser menor que la obtenida en su diseño por corte-fricción (Vc), o que 15 t (cm^2), donde "t" es el espesor del muro.

Los estribos se diseñan para evitar la falla por aplastamiento del núcleo de concreto (Fig.31), debiéndose colocar por lo menos estribos de diámetro ¼": 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 20cm.
La zona a confinar con estribos a corto espaciamiento (extremos de las columnas, Fig.32), abarca una longitud de 1.5 veces el peralte de la columna o 45cm, lo que sea mayor. Debe indicarse que los estribos no requieren diseñarse por corte, ya que la albañilería aún fragmentada aporta resistencia lateral (Fig.23), además del aporte dado por el refuerzo horizontal en caso existiese; asimismo, los estribos son ineficientes cuando la falla en las columnas es por corte-fricción.

Fig.31

Falla por aplastamiento de una columna (izquierda) y desprendimiento del recubrimiento, manteniendo el núcleo confinado sin daños (derecha).



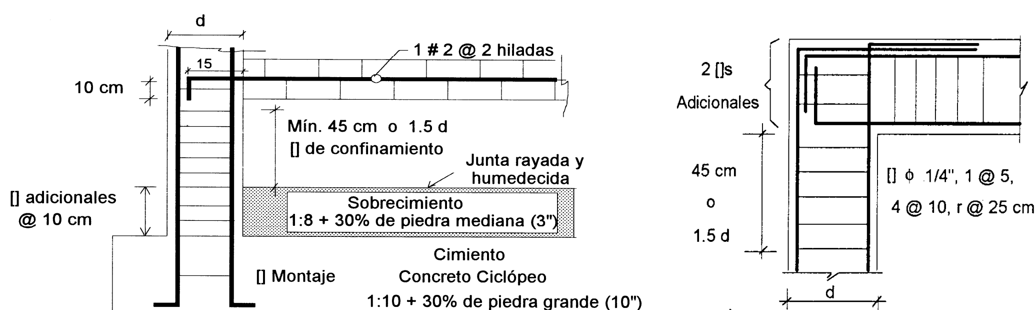


Fig.32. Disposición mínima de estribos en las columnas de confinamiento.

El refuerzo longitudinal de las vigas soleras, encargadas de transmitir las cargas sísmicas desde la losa de techo hacia la albañilería, se diseña a tracción (Ts = ½ VR1 Lm / L), agregando estribos mínimos de diámetro ¼": 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 20cm. A diferencia de las vigas dinteles que se deforman por flexión, las soleras no necesitan diseñarse por fuerza cortante ni por flexión, debido a la gran sección transversal que existe encima del primer piso (Fig.33); asimismo, como las soleras siguen la deformación del muro (de acuerdo a la hipótesis de Navier, la sección transversal del muro no se curva por flexión), requerirán área mínima en su sección transversal.

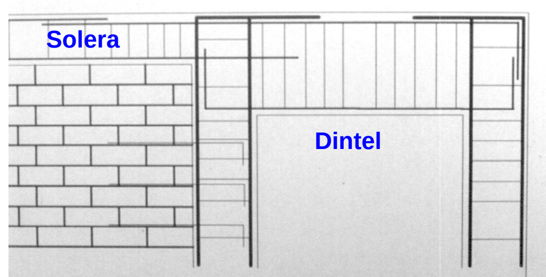
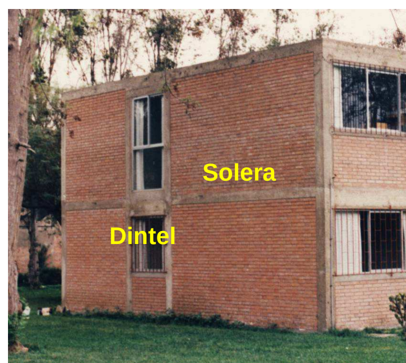


Fig.33. Solera y viga dintel.



Paso 5.5: ***Diseño de los confinamientos de los pisos superiores no agrietados***

En los casos en que "Vui" sea menor que "VRi", para i > 1, la albañilería absorbe la fuerza cortante sin agrietarse diagonalmente, por lo que el muro no requiere refuerzo horizontal y las columnas no necesitan diseñarse por corte-fricción. En estos casos, es suficiente diseñar

a las columnas extremas del muro por tracción (T) y aplastamiento por compresión (C), producidas por “Pc” y el momento flector Mui = Mei VR1 / Ve1 (ver en la Fig.24: F = Mui / L).

Las columnas internas de estos muros no necesitan diseñarse ante acciones coplanares, puesto que siguen la deformada de la albañilería no agrietada. Sin embargo, los confinamientos deberán ser capaces de funcionar esta vez como arriostres de la albañilería ante acciones sísmicas perpendiculares a su plano; para ello, el espaciamiento máximo entre las columnas no deberá ser mayor que dos veces la distancia que existe entre las vigas soleras, y la relación altura libre de la albañilería entre su espesor deberá ser menor que 20.

5. CONCLUSIONES

- La técnica de diseño sísmico expuesta, ha sido comprobada con éxito en experimentos estáticos y dinámicos realizados en muros de albañilería confinada a escala natural y reducida. Esta técnica es inédita a nivel mundial y por primera vez en el Perú, aplica conceptos de desempeño de la estructura ante sismos moderados y severos.

- La técnica de diseño expuesta en este documento, ha sido incorporada en la Norma Técnica de Edificaciones E.070 “Albañilería” del 2006 [2], para el diseño sísmico de las edificaciones estructuradas con muros de albañilería confinada.

- La falla por corte que se desarrolla en las edificaciones de mediana altura estructuradas con muchos muros, debe tomarse con naturalidad. Aunque esta falla sea frágil, su efecto no es negativo, siempre y cuando se adopten las siguientes precauciones: 1) proporcionar una adecuada densidad de muros para limitar los desplazamientos laterales inelásticos; 2) diseñar a las vigas de acople como una primera línea resistente, para que disipen energía sísmica antes que se fracturen los muros; 3) adicionar refuerzo horizontal cuando el esfuerzo axial sea excesivo; y, 4) diseñar a las columnas de confinamiento como última línea resistente.

- Una manera de producir la falla por flexión en los muros es mediante la inclusión de refuerzo horizontal importante. Sin embargo, la forma que tienen los ladrillos, sin canales que permitan alojar a las varillas horizontales, hacen que como máximo se pueda utilizar varillas de diámetro ¼” embutidas en las juntas de mortero; de emplearse varillas de mayor diámetro, el grosor de las juntas horizontales se incrementaría, lo que disminuiría significativamente la resistencia al agrietamiento diagonal. Cabe resaltar que los experimentos hechos en muros donde se usó el doble de la cuantía nominal de refuerzo horizontal especificada en esta técnica (0.001), proporcionaron un incremento de la ductilidad al reducirse el deterioro de la albañilería, pero sólo incrementaron la resistencia máxima en 10%. Asimismo, en muros no agrietados diagonalmente, este refuerzo no trabaja al trasladarse en conjunto con el muro.

- Las vigas que conectan coplanarmente a los muros (dinteles) juegan un papel importante. Cuando estas vigas tienen un peralte razonable (menor que 60cm), rigidizan a los muros y retardan su falla por fuerza cortante. Asimismo, disminuyen el momento flector en la base del muro, lo que trae consigo: 1) un incremento de la resistencia al corte del muro al disminuir los efectos de esbeltez; 2) una reducción en el tamaño de la cimentación; 3) una disminución del refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento; y, 4) una reducción de la compresión en las columnas extremas (causa de la falla por aplastamiento). Además, las vigas peraltadas limitan el giro por flexión de los muros, con lo cual, decrece la posibilidad de una falla por punzonamiento de la losa de techo, causada por la rotación de la sección del muro.

6. POSIBILIDADES DE APLICACIÓN

6.1 Aplicación en la Norma E.070 "Albañilería" y en Códigos Extranjeros

Desde el año 2006, la técnica de diseño expuesta se aplica oficialmente en el Perú, al habérsela incorporado en la Norma E.070 "Albañilería" [2] del Reglamento Nacional de Edificaciones.

También es posible que los criterios vertidos en este documento puedan aplicarse en reglamentos de otros países, aunque los valores numéricos deberán adecuarse a la realidad de cada país. En este sentido, debe destacarse que el artículo donde se describe esta técnica: "Design Proposal of Confined Masonry Building", obtuvo una mención honrosa en el evento Tenth North American Masonry Conference, realizado en junio del 2007 en St. Louis, Missouri, USA, bajo la organización de The Masonry Society y la University of Missouri-Rolla [8].

6.2 Aplicación en el Diseño del Adobe Confinado

Pensándose en los casi 10 millones de peruanos que habitan en viviendas de adobe, vulnerables ante los sismos, los conceptos vertidos en la técnica expuesta fueron aplicados al caso del adobe confinado para viviendas de hasta dos pisos. Para ello, se trató al adobe como una albañilería de baja calidad (la resistencia unitaria al corte es del orden de 0.5 kg/cm^2) y se utilizaron confinamientos de concreto pobre (f´c = 100 kg/cm^2) para abaratar costos. En este caso, las columnas de confinamiento se diseñan sólo por corte-fricción, ya que las tracciones y compresiones son mínimas, mientras que la viga solera debe diseñarse para servir de arriostre horizontal a los muros, puesto que los diafragmas son flexibles (techos de madera, Fig.34).



Fig.34. Viviendas tradicionales de Adobe en la Sierra del Perú.

Bajo los conceptos indicados se diseñó un módulo de dos pisos (Fig.35). En el primer piso se adicionó refuerzo horizontal de ¼" cada seis hiladas (para proveer integración entre todos los adobes y las columnas), sobre una capa de mortero cemento-arena 1:5 para evitar su corrosión. Este módulo se ensayó ante sismos simulados en mesa vibradora, obteniéndose resultados exitosos [9] que se utilizaron para refinar la propuesta de diseño sísmico que aparece en la Ref.5.

Cabe destacar que el artículo "Seismic Behavior of a Two Storey Model of Confined Adobe Masonry" [9], sobre el comportamiento sísmico del módulo mencionado, obtuvo el primer puesto en el simposio "Eleventh Canadian Masonry Symposium", realizado en Toronto, Canadá, en junio del 2009, bajo la organización de Mc Master University y Canada Masonry Design Centre.

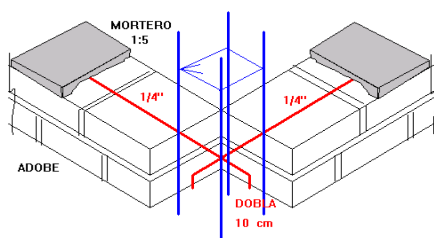





Fig.35. Confinamientos y refuerzo horizontal en el primer piso del módulo de adobe ensayado en mesa vibradora. Una de las conclusiones fue la necesidad de reforzar horizontalmente también al piso 2, para integrar todos los adobes con las columnas.

6.3 Aplicación en las Viviendas Existentes de Adobe No Reforzado de un Piso

En las viviendas de adobe existentes, carentes de refuerzo, los confinamientos (vigas y columnas) se simulan a través de franjas de mallas de alambre electrosoldado de 1mm de grosor, con cocadas de ¾ de pulgada (Fig.36). Estas mallas se recubren con una capa de mortero 1:5 (cemento-arena), a fin de protegerlas de la intemperie y proveer rigidez, especialmente en la zona central superior de los muros, ya que los diafragmas (usualmente compuestos por vigas de madera, caña y estera con torta de barro) son flexibles.

Estas mallas se colocan en las dos caras del muro y se interconectan entre sí mediante alambre #8. Previamente, se hacen perforaciones de 5x5cm cada 50cm en el muro, donde se instala el alambre #8, para después taponarlas con mortero 1:5. Luego la malla se clava a la pared usando chapas, o láminas de metal o de madera en la cabeza del clavo (Fig.36 y Ref.5). La malla que simula a la columna no necesita conectarse a la cimentación ni al techo (no se requiere desmontar el techo existente), porque los muros se deforman principalmente por fuerza cortante, desarrollando en sus extremos tracciones y compresiones mínimas por flexión.





Fig.36. Reforzamiento de casas de adobe con malla electrosoldada en 1998.

En el año 1998 (Fig.36), veintitrés viviendas existentes ubicadas en distintas zonas sísmicas del Perú, fueron reforzadas bajo el sistema descrito, en el marco del proyecto GTZ-CERESIS-PUCP [12]. Seis de estas viviendas, ubicadas en Tacna y Moquegua, soportaron sin ningún daño el terremoto ocurrido el año 2001 (Fig.37). Otras cinco viviendas, ubicadas en Ica, soportaron el terremoto de Pisco del 2007 [10], sin ningún daño (Fig.38); debiéndose resaltar que una de ellas es la estación sísmica “Parcona” del Instituto Geofísico del Perú (IGP), donde se registró una aceleración máxima de 0.5g en suelo blando. En ambos terremotos, las

viviendas de adobe no reforzadas, vecinas a las reforzadas, sufrieron fuertes daños o colapsaron (figuras 37 y 38).

Este comportamiento exitoso trascendió internacionalmente, logrando el apoyo de Alemania e Italia para la construcción de más de 500 viviendas de adobe, que se asignaron a las familias afectadas por el terremoto del 2001 en varios pueblos de la zona altoandina de Arequipa [12]. Debe mencionarse que esta vez, por tratarse de viviendas nuevas, se utilizaron vigas soleras de concreto pobre, adicionales a las mallas electrosoldadas que continuaron simulando a los confinamientos verticales (figuras 39 y 40). Este nuevo sistema de refuerzo fue desarrollado por los autores del presente documento, quienes además supervisaron la construcción respectiva.



Fig.37. Viviendas reforzadas y no reforzadas en Moquegua después del sismo del 2001.



Fig.38. Viviendas reforzadas y no reforzadas en Ica después del sismo del 2007.





Fig.39. Vivienda en Construcción. Nótese la solera de concreto con dientes en los extremos y la malla.

Fig.40. Vivienda terminada en la zona altoandina de Arequipa.

RECONOCIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento al personal del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, donde se ejecutaron los ensayos indicados en este documento, así como a las diversas instituciones que apoyaron financieramente el desarrollo de estos proyectos: SENCICO, ASOCEM, CONCYTEC, JICA, GMI, LACASA, GTZ, PRODAC, UNICON, Aceros Arequipa, Ital-Perú, Fábricas de cemento Yura y Cementos Lima. Mención especial tienen los numerosos alumnos de la Facultad de Ciencias e Ingeniería y de la Maestría en Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, quienes desarrollaron sus tesis de grado trabajando en estos proyectos [5] bajo la dirección de los autores.

REFERENCIAS PRINCIPALES

1. ININVI, 1982. Norma Técnica de Edificación E-070 “Albañilería”. Ministerio de Vivienda, Perú.

2. SENCICO, 2006. Norma Técnica de Edificación E.070 “Albañilería”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Gobierno del Perú.

3. SENCICO, 2006. Norma Técnica de Edificación E.030 “Diseño Sismorresistente”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Gobierno del Perú.

4. San Bartolomé A., 1994. “Construcciones de Albañilería – Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural”. Fondo Editorial, Pontificia Universidad Católica del Perú.

5. San Bartolomé A., 2007. Blog de “Investigaciones en Albañilería”, artículos y videos, http://blog.pucp.edu.pe/albanileria

6. SENCICO, 2006. Norma Técnica de Edificación E.060 “Concreto Armado”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Gobierno del Perú.

7. San Bartolomé A., Quiun D. and Torrealva D., 1992. “Seismic behaviour of a three-story scale confined masonry structure”. Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 6, pp. 3527-3531, Madrid, España.

8. San Bartolomé A. and Quiun D., 2007. “Design Proposal of Confined Masonry Buildings”. Tenth North American Masonry Conference. Organized by The Masonry Society and University of Missouri-Rolla. St. Louis, Missouri, USA. Obtuvo “Mención Honrosa”.

9. San Bartolomé A., Delgado E., and Quiun D., 2009. “Seismic Behavior of a Two Storey Model of Confined Adobe Masonry”. Eleventh Canadian Masonry Symposium. Organized by: Mc Master University and Canada Masonry Design Centre. Toronto, Canadá. Este artículo obtuvo el primer puesto en el simposio.

10. San Bartolomé A., Quiun D. and Zegarra L., 2008. “Performance of Reinforced Adobe Houses in Pisco, Peru Earthquake”. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.

11. Okamoto S., Yamasaki Y., Kaminosono T. and Teshigawara M., 1988. “Seismic Test of the 5 Story Full Scale Reinforced Masonry Building”. US-Japan Program. Tsukuba, Japan.

12. San Bartolomé A., Quiun D., y Zegarra L., 2003. “Técnicas para el Reforzamiento Sísmico de Viviendas de Adobe”. Artículo XIV-18. XIV-CNIS, SMIS. Guanajuato-León, México.

ANÁLISIS ESTÁTICO DE UNA COLUMNA DE SUELO CONFINADO CON DOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS Y USO DE PROGRAMA GID

Roberto Aguiar Falconí[1], Javier Mroginski[2], Abel Zambrano[3] , Jennifer Carrillo[3], Andrés Freire[4] Edison Flores[4], Mery Ortíz[4]

[1]Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército raguiar@espe.edu.ec

[2]Departamento de Mecánica Aplicada
Universidad Nacional del Nordeste (UNNE)
Resistencia, Chaco-Argentina javierm@ing.unne.edu.ar

[3]Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí
Manta-Ecuador abelzm_10486@hotmail.com

[4]Carrera de Ingeniería Civil
Escuela Politécnica del Ejército. Quito-Ecuador

RESUMEN

Para poder resolver en forma manual y comparar los resultados con programas de computación, se realiza el análisis estático de una columna de suelo de un metro de ancho y cinco metros de alto, la misma que está confinada por un lado y sometida al empuje del agua.

Se consideran dos modelos numéricos de análisis, en el primero se trabaja con un elemento finito rectangular Q4, que considera dos grados de libertad por nodo y en el segundo se trabaja con un elemento finito mixto rectangular, para suelo saturado, Q8, que tiene tres grados de libertad por nodo, dos desplazamientos y una presión. Se comparan los resultados obtenidos con estos dos modelos en términos de desplazamientos.

Finalmente en base al ejemplo desarrollado, se presenta una manual de cómo utilizar el programa GID, en sus dos fases como un Pre y Postproceso. Se describe también un programa desarrollado en Matlab para resolver el problema de elementos finitos considerando suelo saturado.

ABSTRACT

In this article the static analysis of soil column is carried out in order to compare a manual solution against a numerical procedure based on the finite element method for soil mechanic. The soil column is about 1m wide and 5m height.

Two different numerical analysis are consider, the first one use a bilineal quadrilateral finite element Q4 with two degree of freedom per node, while, the second method use a quadratic quadrilateral finite element Q8 with three degree of freedom per node (two displacement and the pore pressure). The results obtained are compared in terms of displacements freedom degree.

Finally based on the developed example, a short manual is presented in order to explain the software GID as Pre and Postprocessor, and also a Matlab subroutine is described in order to solve the coupled consolidation problem of saturated soil by finite elements method.

1. INTRODUCCIÓN

Si bien es cierto en este artículo se realiza el análisis estático de un problema elemental, como lo es una columna de suelo confinado sometida a cargas hidrostáticas, no es menos cierto que se puede extender la aplicación a problemas tan complejos como es el análisis de la Presa la Esperanza, que está ubicada en la Parroquia Quiroga, aproximadamente a 12 km., de Calceta, en la Provincia de Manabí, construida sobre el río Carrizal. En un futuro cercano, se realizará el análisis estático de esta presa que se muestra en la figura 1.



Figura 1 Vista aerea de la Presa la Esperanza.

La Presa la Esperanza, almacena 45 millones de m^3 de agua y sirve para atender a 25000 Ha., fue diseñada en la década de los 70 del siglo pasado. Un corte transversal en el centro de la misma, se indica en la figura 2.

Dentro de un círculo, en la figura 2, se ha identificado los materiales que conforman la Presa, son 7 en total, los mismos que se describen en la tabla 1. La presa es de materiales sueltos con núcleo central de arcilla y espaldones de arenisca; su altura es de 47 m. sobre el cauce y 696 m. la longitud de su coronación. Los taludes son 3.5:1 aguas arribas y 2.75:1 aguas abajo. (Intecsa y Geosisa 1982), (Dragados y Geosisa 1993).

Aguas arriba del eje de la presa se construyo una Ataguía que se utilizo para el desvío del río durante la construcción; posteriormente quedó integrada en el cuerpo de la propia presa. En el contacto del talud aguas abajo del núcleo de la presa y del espaldón de arenisca, se intercalo un dren de gravas graduadas que al llegar a la base de cimiento continúa horizontalmente hasta el pie de aguas abajo. El talud de aguas arriba se protegió con escollera y el de aguas abajo con pasto para impedir la erosión producida por la lluvia.

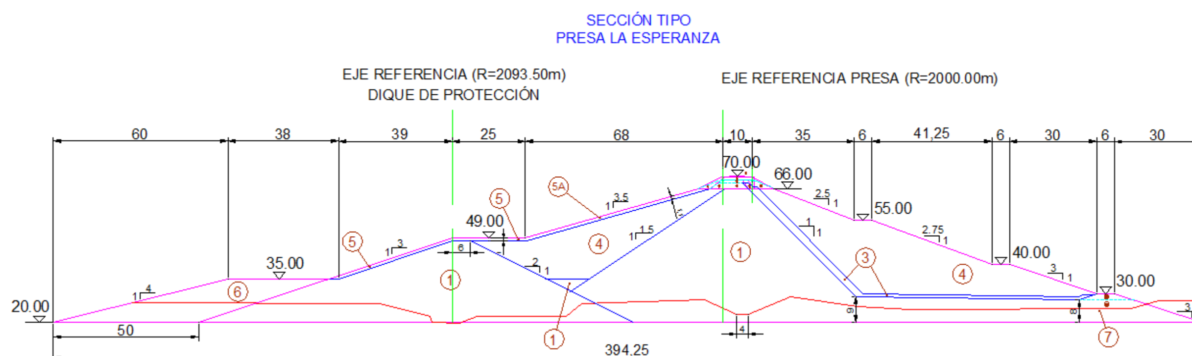


Figura 2 Sección transversal de la Presa la Esperanza

Sobre el antiguo cauce del río se construyó bajo la presa una pantalla de impermeabilización de Hormigón Plástico para evitar las fugas de agua a través de los materiales que rellenan el cauce, y en las laderas se efectuaron cortinas de inyección de lechada de cemento.

La pantalla de impermeabilización de hormigón plástico es de 210 m. de longitud y 1 m de espesor, atraviesa los 60 m de profundidad de relleno hasta empotrarse en el fondo rocoso. Las arenas que sirven de cimentación al espaldón de aguas abajo se consolidaron mediante compactación dinámica para evitar el hundimiento y ruptura en la presa por licuefacción de las mismas. Los tipos de inyecciones que se aplicaron en las laderas fueron:

- Cortina trilineal con tubo-mangito y convencional, y pantalla bilineal de Jet Grouting sobre la margen derecha.
- Pantalla monolineal y bilineal de Jet Grouting en la margen izquierda.

Se ha descrito en forma rápida, la futura aplicación del método de los elementos finitos. Ahora, en este artículo dos son los objetivos principales que se desean presentar. El primero de ellos es comparar la respuesta de una columna de suelo confinada ante cargas hidrostática del agua, empleando dos modelos de elementos finitos, el **Q4** que considera dos grados de libertad por nudo y el suelo completamente seco. Aguiar (2010), y el elemento finito **Q8** para suelos saturados Mroginski (2008), Aguiar y Mroginski (2010), para los dos casos la carga lateral del agua sobre la columna de suelo se aplica en un solo escalón de carga.

El segundo objetivo es mostrar como se utiliza el programa GID (Sistema Gráfico Interactivo), desarrollado en el Centro Internacional de Métodos Numéricos, CINME, de la Universidad Politécnica de de Cataluña, debido a que es una herramienta muy poderosa para utilizarlo como Pre y Postproceso, en combinación con otros programas de elementos finitos. Zárate *et al.* (2001).

En este artículo se ilustra la forma de uso del GID como Pre Proceso, para: definir la geometría de la columna de suelo confinado, generar la malla de elementos finitos a utilizar, las condiciones de borde de la malla, las cargas actuantes, el tipo de material de la malla, la forma de aplicación de la carga hidrostática. En esta modalidad se generan varios archivos los mismos que deben ser abiertos y utilizados por otros programas de computación que resuelvan el problema de elementos finitos, en este caso los desarrollados por Mroginski (2008).

Luego se describe el programa de Mroginski (2008), con el cual se leen los datos del GID, se obtiene la matriz de rigidez de la estructura y se encuentran los desplazamientos para cada escalón de carga y también se indica la forma como se graban los resultados para luego ser utilizados por el programa GID como Postproceso.

Tabla 1 Materiales que conforman la Presa la Esperanza. Dragados y Construcciones (1994).

Zona	Función	Características materiales	Especificaciones compactación	Yacimiento recomendado	Volumen aprox. (m3)
1	Núcleo	Arena arcillosa tamaño máximo:10cm. Porcentaje que pasa: øn.- 4: 70-10 øn.- 200:>30 (Ll<60%;Ip:7-35%)	Rodillo pata de cabra o con compactadores de 10T esp.capa:en función terraplén de ensayo control de humedad +2 a +4 h.op. Densidad mínima 98% d.m.p	Ma-2(cobertura)	1'980.000
2	Filtro	Arena fina y limpia porcentaje que pasa: øn.-10:100 øn.-40: 90-100 øn.-100:5-25 øn.-200:0-5	Rodillo vibratorio liso 5T espesor capas: 25cm riego 200 l/m3 densidad relativa mínima:60%	Arena de San Jacinto	6.000
3	Dren	Gravas y arenas graduadas porcentaje que pasa: øn.-3/4":75-100 øn.-4: 40-70 øn.-10: 25-5 øn.-40: 0-15 øn.-200:0-5	Rodillo vibratorio liso 5T espesor capas: 25cm riego 200l/m3 densidad relativa mínima:60%	Cantera de basalto	113.000
4	Espaldón	Grava arenosa con finos tamaño máximo:20cm porcentaje que pasa: øn.-4: 0-70 øn.-40: 0-60 øn.-200:0-30	Rodillo pata de cabra o con compactadores de 10T esp.capa:en función terraplén de ensayo control de humedad +2 a +4 H.Op. Densidad mínima 98% D.M.P	Productos excavación	1'715.000
5	Protección talud aguas arriba	Arenisca calcárea compacta porcentaje carbonato >20% densidad >1.5 tamaño máximo:75cm tamaño medio:30cm	Rodillo vibratorio liso 10T espesor colocación: 100cm riego no se precisa	Ma-2 (arenisca calcárea)	110.000
5a	Protección talud aguas arriba seleccionado	Roca basáltica dura desgaste los ángeles < 35% ataque sulfatos (2.5)< 10% tamaño máximo: 75cm tamaño medio: 30cm	Rodillo vibratorio liso 10T espesor colocación: 100cm riego no se precisa	Cantera de basalto	42.000
6	Rellenos estabilización quebradas ladera izquierda	Producto de excavación(todo uno) tamano máximo:60cm materia orgánica <5%(peso)	Rodillo pata de cabra o con compactadores espesor capas:50cm número de pasadas:2	Productos excavación	152.000
7	Relleno pie drenante	Bolones, grava y arena tamaño máximo: 10cm porcentaje que pasa 3/4pulg.: 30-80 n.-4: <20	Rodillo vibratorio liso 10T espesor colocación: 50cm número pasadas:4 riego: 200 l/m3	Cantera de basalto	27.000

Para la etapa de Postproceso se indica la forma de uso para presentar en forma gráfica los desplazamientos encontrados. Todo esto relacionado a la columna de suelo confinada sometida a carga hidrostática.

2. ELEMENTOS FINITOS Q4 Y Q8

En la figura 3 se presentan los dos elementos finitos que se van a utilizar en el análisis estático, se trata de dos elementos de clase C_0 en que para un nodo determinado se garantiza la continuidad de la función; los elementos de clase C_1 para un nodo determinado garantizan la continuidad de la función y su primera derivada. En general se dice que un elemento es de clase C_m si su campo de desplazamientos tiene continuas las m primeras derivadas. Oñate (1992).

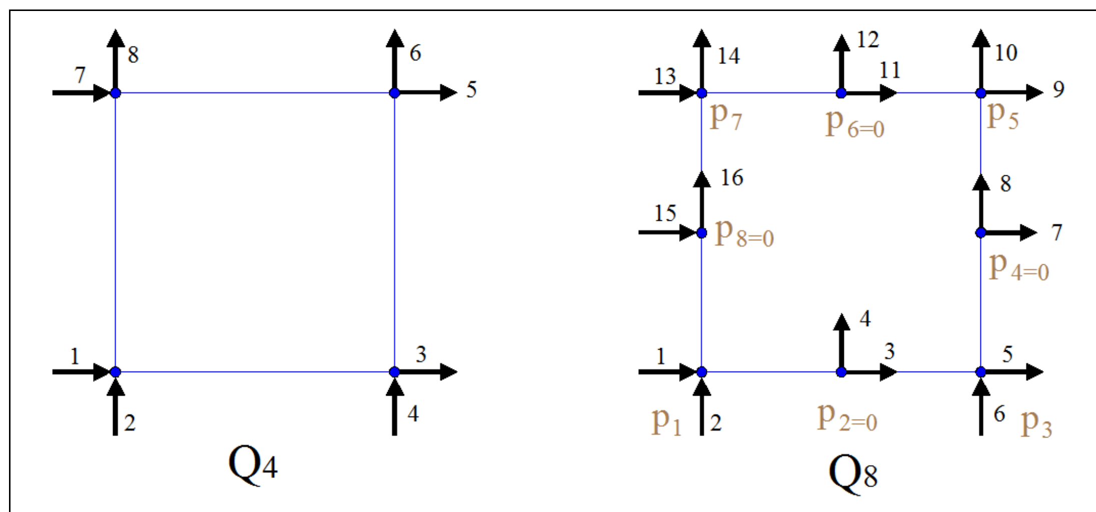


Figura 3 Descripción de los elementos finitos a utilizar.

Para el elemento finito **Q4** se trabaja con funciones de forma lineales, en cambio para el elemento finito **Q8** con funciones de forma parabólicas. En Aguiar y Mroginski (2010) se indican las funciones de forma en coordenadas naturales para los elementos finitos **Q4** y **Q**8. De igual manera en dicha referencia se indica la forma como se obtiene la matriz de rigidez de un elemento finito saturado, asociado a los 24 grados de libertad indicados a la derecha de la figura 3; se destaca que en esta figura con la letra p se ha identificado a las presiones de poro.

Lo importante es destacar que el elemento finito de la izquierda de la figura 3 es para un suelo completamente seco, en cambio el elemento finito de la derecha es para un suelo completamente saturado. Evidentemente no se debe utilizar el modelo de la izquierda para el análisis estático de la Presa la Esperanza ya que el suelo está saturado pero se lo emplea en este artículo para ilustrar el cálculo de la matriz de rigidez por ensamblaje directo, ya que son menos números y de paso para comparar los resultados que se obtienen con el modelo de suelo saturado. Además de ello en la primera parte del artículo la carga se aplica en un solo escalón de carga.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En la figura 4 se muestra la columna de suelo confinado, que se va a analizar, la misma que tiene 1.0 m., de base por 5.0 m., de altura y el espesor del elemento es de 1.0 m. Se discretiza el dominio en 5 elementos finitos, los mismos que se han numerado de abajo hacia arriba, como se ve en la figura 5. Estrictamente las fuerzas horizontales deben actuar en el centro de presiones de los elementos pero el objetivo del artículo es ilustrar el cálculo manual y posteriormente el uso del GID.

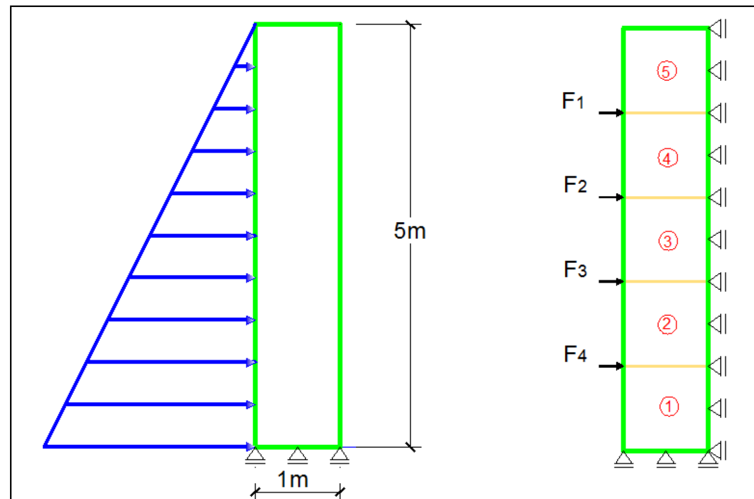


Figura 4 Descripción del problema a resolver.

Se ha considerado que la columna de suelo confinado, puede ser del Núcleo, Ataguía o Espaldón de la Presa la Esperanza. De tal manera que se tienen tres tipos de materiales, los mismos que se indican en la tabla 2, en donde se indica el tipo de material; el peso específico del suelo γ; el % de humedad del material % W (no se utiliza en el modelo); la variación del módulo de elasticidad del suelo E; la variación del módulo de Poisson del suelo ν; la compresibilidad de los granos k_S y la permeabilidad del suelo en los dos sentidos, $k_x = k_y$. De tal manera que se resolvieron tres problemas en todos ellos se trabajó con los valores mínimos y con los valores máximos.

Tabla 2 Propiedades del suelo.

Material	γ (Suelo) [KN/m3]	% de W	e_0	E [KN/m2]		ν		k_S Compresibilidad De los granos [KN/m2]	$k_x = k_y$ Permeabilidad [m/día]
				Min.	Máx.	Min	Máx.		
Núcleo	15.090	26	0.7296	30600	40800	0.25	0.48	1142752.048	4.23E-04
Ataguía	14.990	27	0.7412	30600	40800	0.25	0.48	1157786.982	2.51E-04
Espaldón	15.620	23	0.7286	55100	138700	0.16	0.36	1141449.313	3.28E-03

La descripción de los materiales del Núcleo y del Espaldón, están indicados en la Tabla 1. El material de la Ataguía es similar al Núcleo. Dragados y Construcciones (1994).

La compresibilidad del agua se consideró igual para los tres materiales y tiene un valor de $k_W = 1019700\ KN/m^2$ (Rigidez del agua). Mroginski (2008).

4. ANÁLISIS ESTÁTICO

La ecuación básica de equilibrio para los problemas estáticos es la siguiente:

$$\boldsymbol{Q} = \boldsymbol{K}\ \boldsymbol{q} \qquad (1)$$

Donde $\boldsymbol{Q}$ es el vector de cargas generalizadas; $\boldsymbol{K}$ es la matriz de rigidez de la estructura, que se halla por ensamblaje directo y $\boldsymbol{q}$ es el vector de coordenadas generalizadas

que contendrá los desplazamientos en los nodos para el modelo que no considera el agua y que contendrá los desplazamientos y presiones para el modelo que considera suelo saturado.

Para encontrar la matriz de rigidez de la estructura $\boldsymbol{K}$ se debe encontrar en primer lugar la matriz de rigidez de cada uno de los elementos finitos en coordenadas globales (Aguiar y Mroginski 2010) y los vectores de colocación. Aguiar (2004).

El vector de colocación de un elemento finito, está compuesto por los grados de libertad de los nodos del elemento, indicados en forma antihorario, empezando desde cualquier nodo pero para sistematizar el cálculo es conveniente que se empiece por el nodo inferior izquierdo. Para el modelo numérico de cálculo indicado a la izquierda de la figura 3 el vector de colocación tiene 8 elementos; en cambio para el modelo numérico indicado a la derecha de la figura 3 se tienen 24 elementos.

Cuando solo hay cargas en las juntas, como en el presente caso, el cálculo del vector de cargas $\boldsymbol{Q}$ es directo y solo se tendrá valores en los puntos de aplicación de las cargas, los restantes valores son nulos.

En este artículo, el análisis estático finaliza con la determinación del vector de cargas $\boldsymbol{q}$ debido a que interesa ilustrar la obtención de la matriz de rigidez por ensamblaje directo, en forma manual (con la ayuda de programas en Matlab) y utilizando el programa GID.

5. GRADOS DE LIBERTAD DE MODELOS UTILIZADOS

En la figura 5 se presentan los grados de libertad de los dos modelos utilizados, a la izquierda se tiene el primer modelo que no considera la presencia de agua en el suelo y se trabaja con un elemento finito **Q4**, por esta razón se tienen dos grados de libertad por nudo. Se ha numerado en primer lugar los desplazamientos horizontales (de 1 a 6) luego los desplazamientos verticales (de 7 a 16).

A la derecha de la figura 5 se muestra el modelo dos para un suelo saturado, en el cual se trabaja con el elemento finito **Q8**. Únicamente para comparar los resultados se numeraron en primer lugar los desplazamientos horizontales y verticales de los nodos, en el mismo orden del modelo uno luego se ha numerado los restantes grados de libertad. En total se tiene 67 grados de libertad con el modelo dos; nótese que no existen presiones en la parte superior de la columna de suelo ya que son nulas por encontrarse a presión atmosférica.

En las tablas 3 y 4 se indican los vectores de colocación de los elementos finitos para los modelos uno y dos. Como se había indicado para el modelo uno, los vectores de colocación tienen 8 elementos, en cambio para el modelo dos, se tienen 24 elementos.

Tabla 3 Vectores de colocación de modelo 1.

Elemento	Vector de colocación
1	[1 0 0 0 0 8 2 7]
2	[2 7 0 8 0 10 3 9]
3	[3 9 0 10 0 12 4 11]
4	[4 11 0 12 0 14 5 13]
5	[5 13 0 14 0 16 6 15]

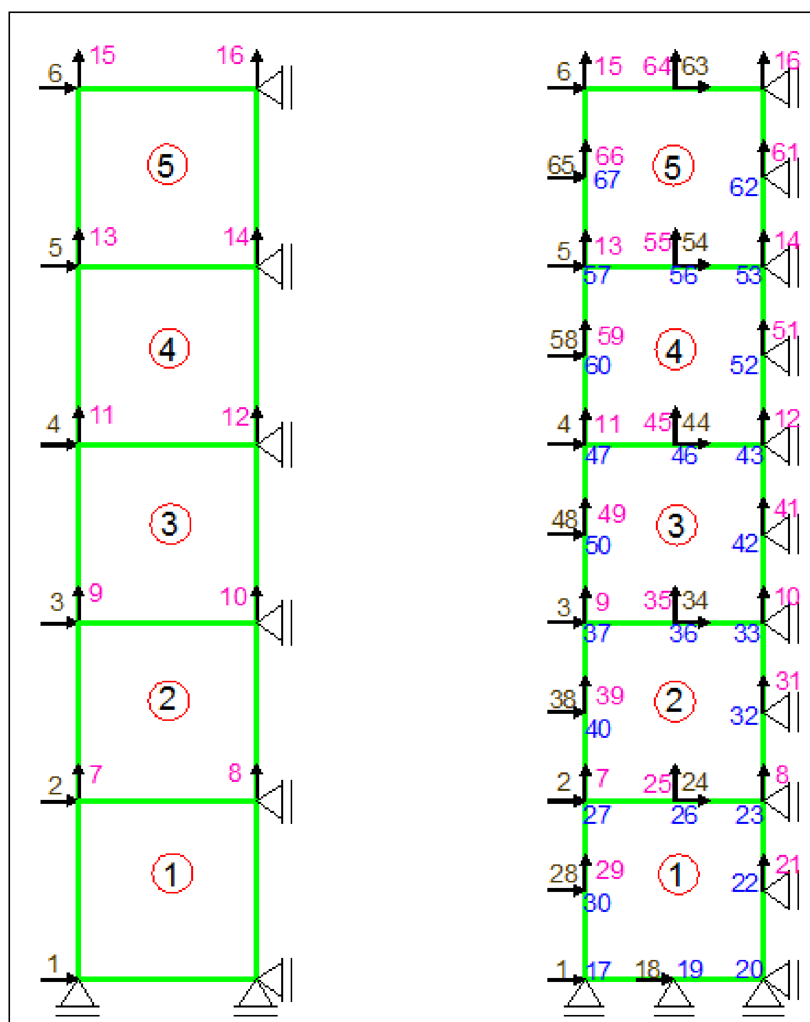


Figura 5 Grados de libertad de los dos modelos utilizados.

Tabla 4 Vectores de colocación de modelo 2

Elemento	Vector de colocación
1	[1 0 17 18 0 19 0 0 20 0 21 22 0 8 23 24 25 26 2 7 27 28 29 30]
2	[2 7 27 24 25 26 0 8 23 0 31 32 0 10 33 34 35 36 3 9 37 38 39 40]
3	[3 9 37 34 35 36 0 10 33 0 41 42 0 12 43 44 45 46 4 11 47 48 49 50]
4	[4 11 47 44 45 46 0 12 43 0 51 52 0 14 53 54 55 56 5 13 57 58 59 60]
5	[5 13 57 54 55 56 0 14 53 0 61 62 0 16 0 63 64 0 6 15 0 65 66 67]

6. RESULTADOS DE SOLUCIÓN MANUAL

En las tabla 5 se presentan los desplazamientos encontrados, con los dos modelos de análisis y para el segundo caso se muestran los resultados hallados con los valores mínimos y máximos, de los datos de suelo indicados en la tabla 2. En la parte superior izquierda se muestran los resultados para el caso de que el material de la columna de suelo sea el del *Núcleo* de la Presa la Esperanza; en la parte superior derecha lo propio pero para la *Ataguía* y en la parte inferior para *Espaldón.*

Tabla 5 Desplazamientos encontrados con los dos modelos.

NÚCLEO				
	(Valores min.)		(Valores máx.)	
	Desplazamientos		Desplazamientos	
gdl	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2
	4 nodos	8 nodos	4 nodos	8 nodos
1	-0.0003	0.0002	-0.0003	0.0002
2	0.0015	0.0015	0.0011	0.0014
3	0.0010	0.0013	0.0008	0.0011
4	0.0006	0.0008	0.0005	0.0007
5	0.0004	0.0004	0.0003	0.0004
6	-0.0002	0.0000	-0.0001	0.0000
7	0.0003	0.0004	0.0003	0.0004
8	0.0000	0.0004	0.0001	0.0004
9	0.0003	0.0011	0.0006	0.0009
10	0.0006	0.0011	0.0007	0.0010
11	0.0006	0.0016	0.0009	0.0014
12	0.0008	0.0016	0.001	0.0015
13	0.0007	0.0019	0.0011	0.0016
14	0.0009	0.0019	0.0012	0.0017
15	0.0007	0.0020	0.0011	0.0017
16	0.0009	0.0020	0.0013	0.0018

ATAGUÍA				
	(Valores min.)		(Valores máx.)	
	Desplazamientos		Desplazamientos	
gdl	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2
	4 nodos	8 nodos	4 nodos	8 nodos
1	-0.0003	0.0002	-0.0003	0.0002
2	0.0015	0.0015	0.0011	0.0014
3	0.0010	0.0013	0.0008	0.0011
4	0.0006	0.0008	0.0005	0.0007
5	0.0004	0.0004	0.0003	0.0004
6	-0.0002	0.0000	-0.0001	0.0000
7	0.0003	0.0004	0.0003	0.0004
8	0.0000	0.0004	0.0001	0.0004
9	0.0003	0.0011	0.0006	0.0009
10	0.0006	0.0011	0.0007	0.0010
11	0.0006	0.0016	0.0009	0.0014
12	0.0008	0.0016	0.001	0.0015
13	0.0007	0.0019	0.0011	0.0016
14	0.0009	0.0019	0.0012	0.0017
15	0.0007	0.0020	0.0011	0.0017
16	0.0009	0.0021	0.0013	0.0018

ESPALDÓN				
	(Valores min.)		(Valores máx.)	
	Desplazamientos		Desplazamientos	
gdl	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2
	4 nodos	8 nodos	4 nodos	8 nodos
1	-0.0002	0.0000	-0.0001	0.0000
2	0.0008	0.0008	0.0003	0.0004
3	0.0006	0.0006	0.0002	0.0003
4	0.0004	0.0004	0.0001	0.0002
5	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001
6	-0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
7	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001
8	-0.0001	0.0002	0.0000	0.0001
9	0.0001	0.0005	0.0001	0.0002
10	0.0002	0.0006	0.0002	0.0003
11	0.0002	0.0008	0.0002	0.0004
12	0.0003	0.0008	0.0002	0.0004
13	0.0002	0.0010	0.0002	0.0004
14	0.0003	0.0010	0.0003	0.0004
15	0.0002	0.0010	0.0002	0.0004
16	0.0004	0.0010	0.0003	0.0005

7. USO DE PROGRAMA GID COMO PRE PROCESADOR

El programa GID, desarrollado en la Universidad Politécnica de Cataluña, sirve como un pre procesador, que genera la malla, los datos de la estructura y archivos de datos que serán utilizados por el programa de elementos finitos con el cual se trabaje. Posteriormente GID trabaja como un pos procesador para presentar en forma gráfica los resultados.

A continuación se indica un pequeño manual de uso del programa GID, con los datos de la columna de suelo que se ha venido analizando.

i. Se ejecuta GID y se selecciona en la parte inferior izquierda el icono de malla con lo que aparece lo indicado en la figura 6.

ii. Se ***crea línea*** para lo cual se selecciona el icono que está en un círculo en la figura 7. Posteriormente con el Mouse se dibuja la malla, cuando está en el último punto aparece una pantalla que dice: *Procedimiento de creación de un punto. Pulse la imagen para obtener un punto existente o para crear un punto nuevo.* Luego hay dos dibujos con los títulos: NO JUNTAR y JUNTAR. Si está bien se selecciona JUNTAR y para terminar se selecciona la tecla Esc. Luego de todo esto se tiene lo mostrado en la figura 7.

iii. Se ***crea superficie*** para esto se debe seleccionar primero el icono indicado en un círculo en la figura 8. Posteriormente con el Mouse se selecciona toda el área a crear y finalmente se pulsa Esc., quedando de esta forma lo indicado en la figura 8.

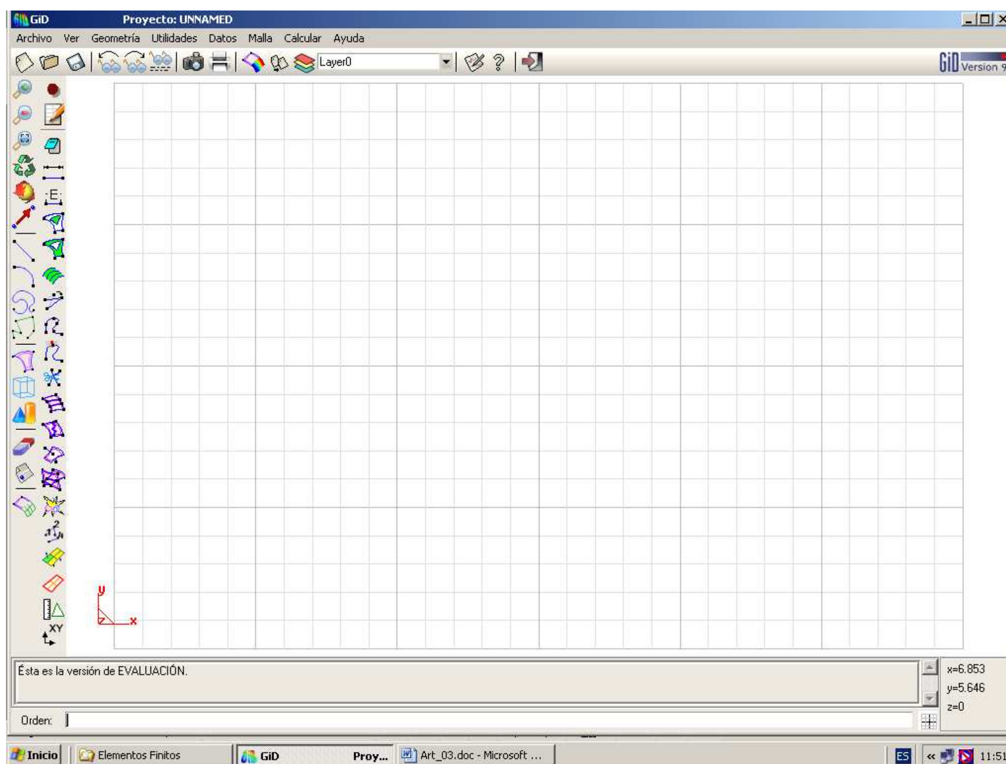


Figura 6 Pantalla de inicio de programa GID.

iv. Luego se indica el elemento finito que se va a utilizar, para ello se selecciona el icono MALLA luego el icono ELEMENTO CUADRATICO y finalmente CUADRATICO.

v. Luego el tipo de elemento finito con el cual se va a trabajar para esto se selecciona el icono MALLA luego el icono TIPO DE ELEMENTO y finalmente CUADRILATERO. Con lo que aparece una ventana que dice: *Ventana de Información. Seleccione Surface para asignar el tipo de elemento Quadrilateral* y más abajo está el icono ACEPTAR que se debe pulsar.

vi. Luego con el Mouse hago click en un punto de la malla (aparecen dos rectángulos).

vii. En la figura 9 se indica en un círculo el icono, que se encuentra al final de la parte izquierda que se debe seleccionar para indicar el tamaño de los elementos finitos, al seleccionar este icono aparece una ventana que dice: *Ventana de Entrada de valor. Entrar el tamaño de los elementos a generar.* En este caso los elementos son de 1.0 m. Se indica este valor con lo cual aparece otra ventana que dice: *Ventana de diálogo. Malla generada pulsar aceptar para verla. Número de elementos cuadriláteros = 5. Número de nodos = 28.* Al seleccionar ACEPTAR aparece el gráfico de la figura 9.

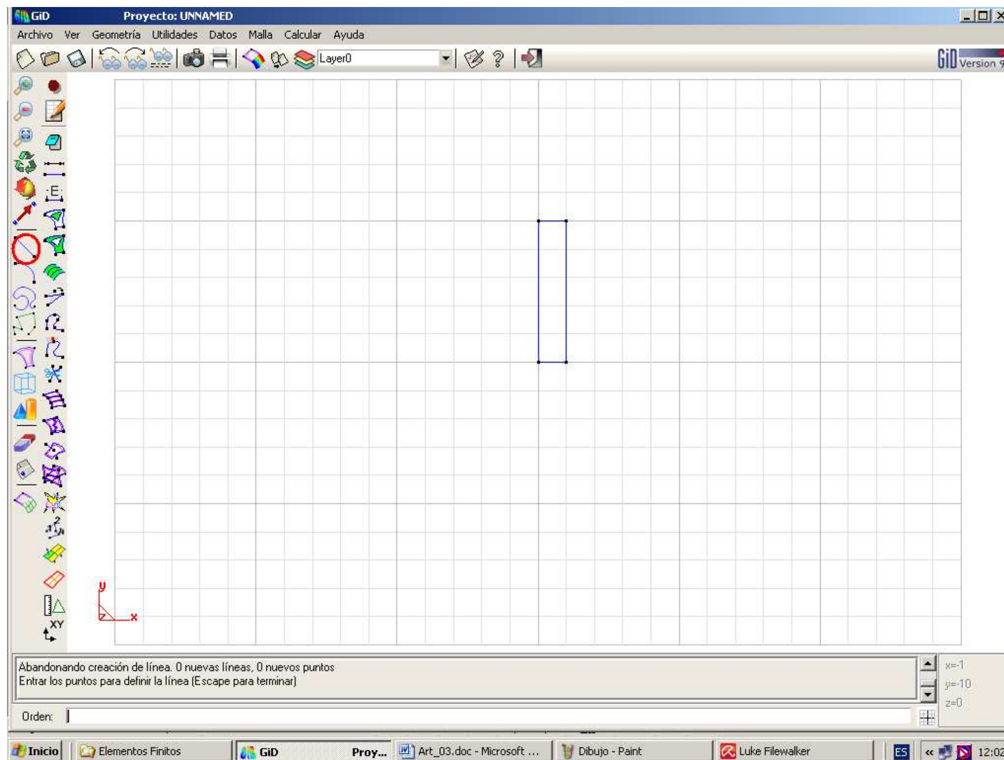


Figura 7 Creación de Líneas.

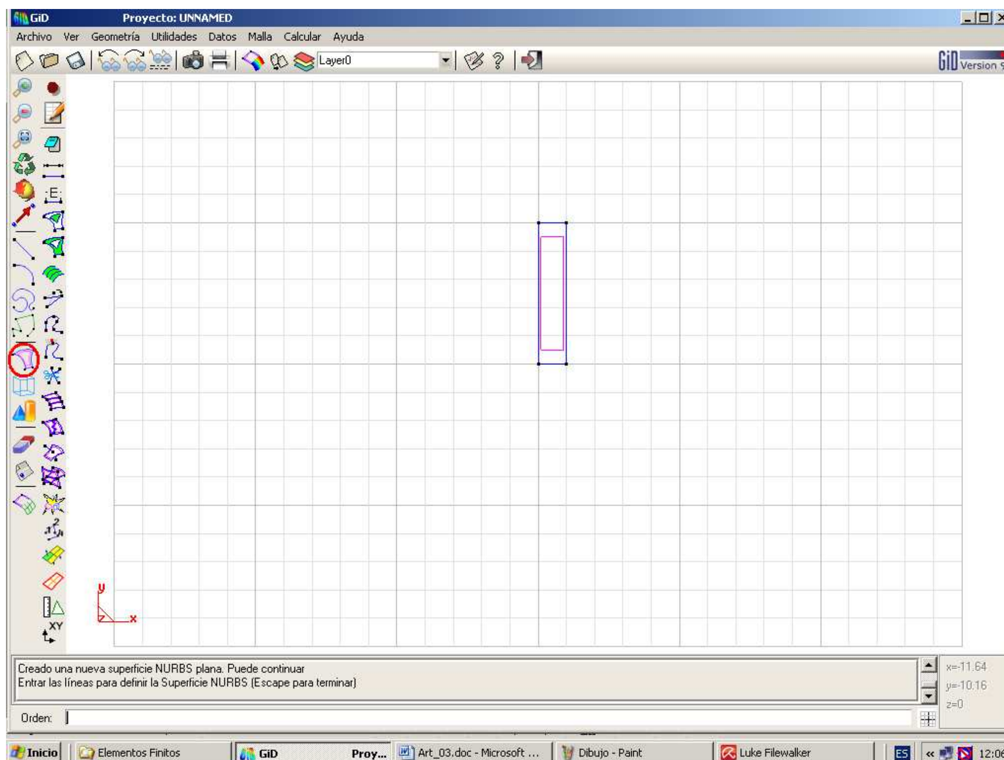


Figura 8 Creación de superficie.

viii. Para ver la numeración de los nodos y elementos se utiliza el icono que está dentro del círculo, indicado en la figura 10, es un icono con números. Se selecciona el icono y se

da enter con lo que aparece la estructura, muy pequeña razón por la cual se selecciona el icono de agrandar la imagen y se obtiene lo indicado en la figura 10.

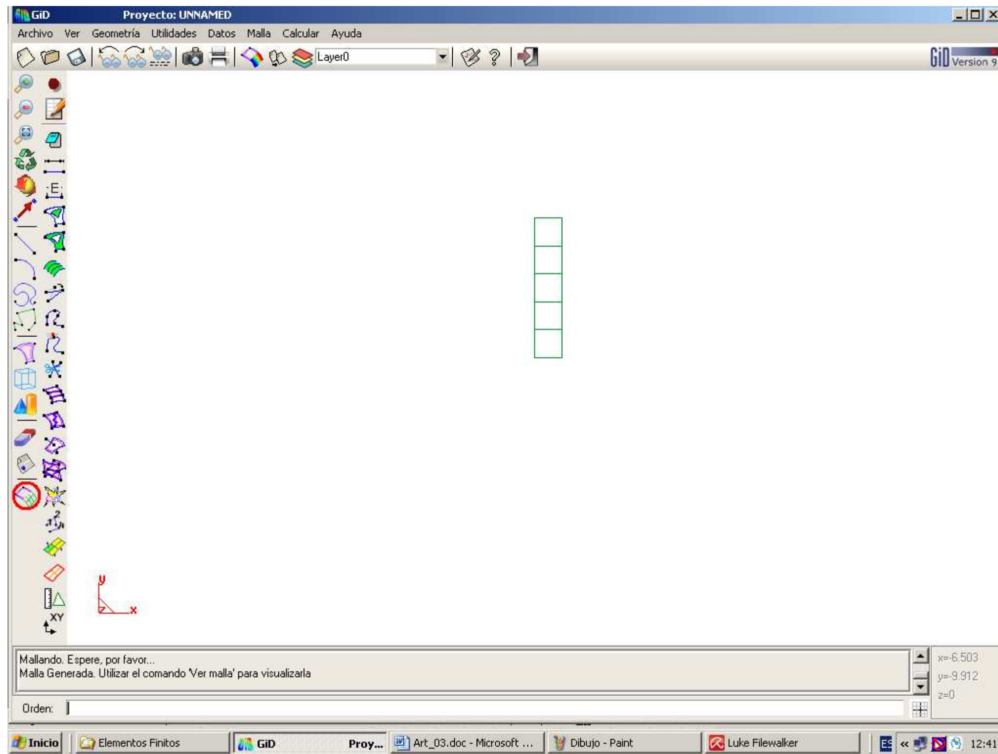


Figura 9 Malla de elementos finitos con longitudes.

La numeración de los nodos es totalmente diferente a la realizada en forma manual, el programa GID numera los nodos de tal forma que el ancho de banda de la matriz de rigidez de la estructura es la menor posible.

ix. Ahora se debe especificar que los archivos que se generan con el programa GID se almacenen en una carpeta dentro de la partición ***CONSAT.gid***. Para esto se selecciona el icono DATOS, luego TIPO DEL PROBLEMA y finalmente CONSAT. En la partición CONSAT.gid se encuentran un conjunto de archivos que especifican el formato de salida de los datos del preproceso de GID, los cuales deben ser leídos por el programa de cálculo de Elementos Finitos.

Se debe indicar las restricciones de los nudos, para ello se selecciona el icono DATOS luego CONDICIONES y finalmente se selecciona PRESCRIBED DISPLACEMENT. Luego de hacer todo esto aparece la pantalla indicada en la figura 11. Se seleccionan los casilleros de los grados de libertad que se restringen y luego se selecciona ASIGNAR. Ahora se deben indicar con un click el nudo que tiene esas restricciones, si son varios nudos con la misma restricción como en el presente caso en que los nudos 26 y 27 tienen los mismos apoyos, con el Mouse se hace un rectángulo y se seleccionan los dos nudos. De forma similar se hace con los nudos 6, 8, 10, 13, 15, 18, 20, 23 y 25 que tienen los mismos apoyos.

Si se tuviera un problema con condiciones iniciales, en el casillero para escribir cantidades se indicarían estas condiciones. En la figura 12 se indica la forma como se dan las restricciones para los nudos 1 y 3.

La restricción del nudo 28 se realiza de forma individual ya que posee dos condiciones diferentes a las demás (restricción en X y en Y). Si se restringe el nudo 28 en X y después en Y, automáticamente el programa opta solo la última restricción (Y). De la misma manera se hace con el nudo 5 que tiene restricciones en X y presión.

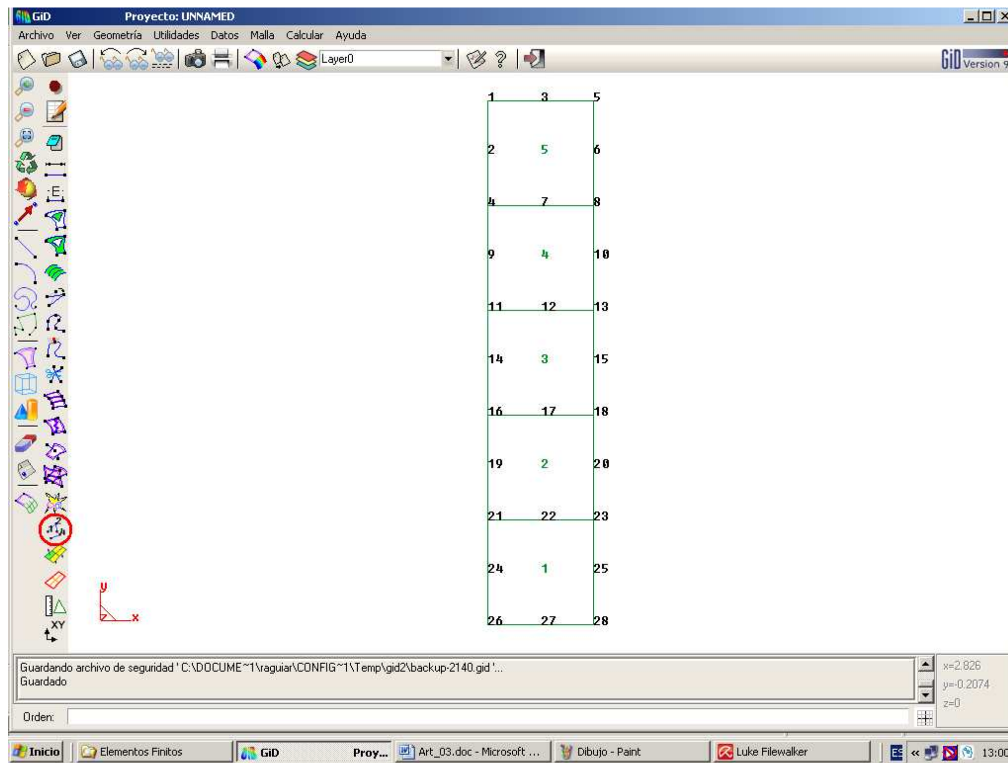


Figura 10 Numeración de nodos y elementos.

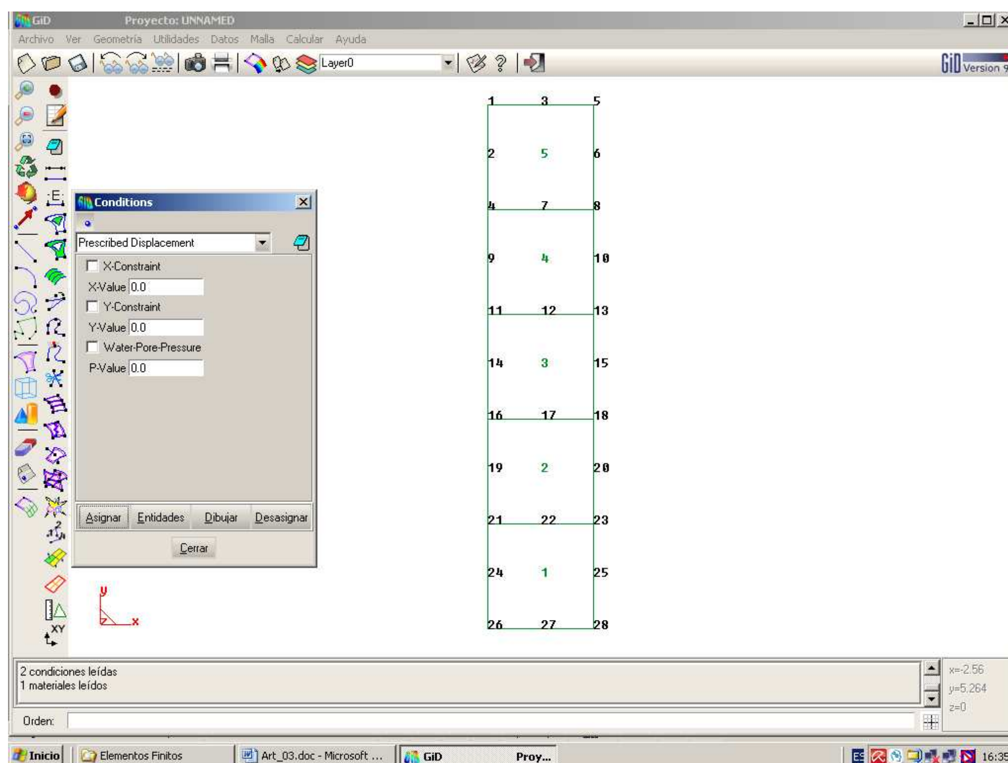


Figura 11 Pantalla para indicar las restricciones de los nudos.

En la figura 12 falta por seleccionar TERMINAR, con lo que desaparece el rectángulo que selecciona a los nudos 1 y 3.

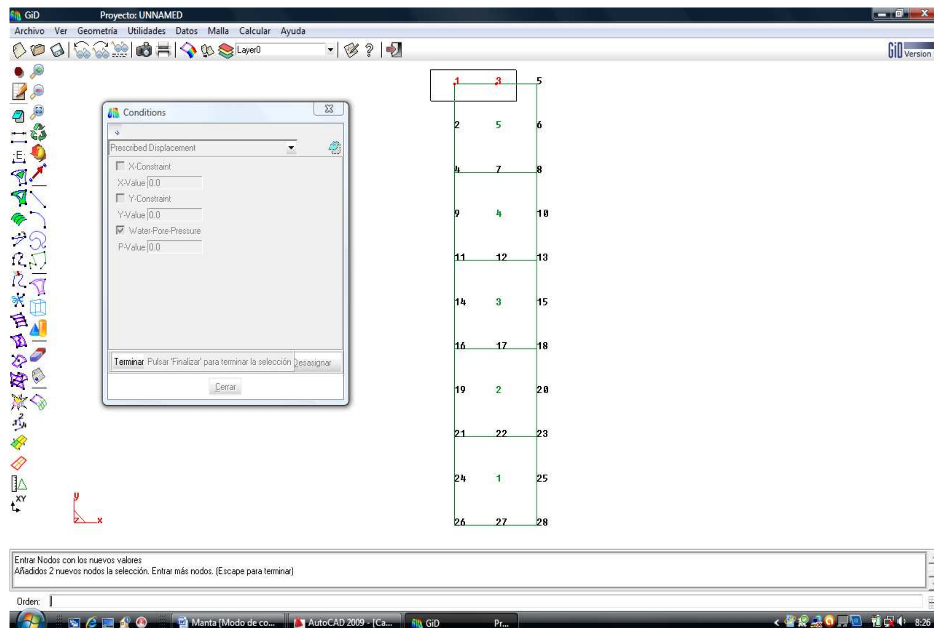


Figura 12 Restricciones para los nudos 1 y 3.

x. Se indican las fuerzas laterales, para ello, bajo la pestaña de PRESCRIBED DISPLACEMENT se selecciona PRESCRIBED FORCE, se indican las fuerzas actuantes en los nodos y se obtiene la figura 13.

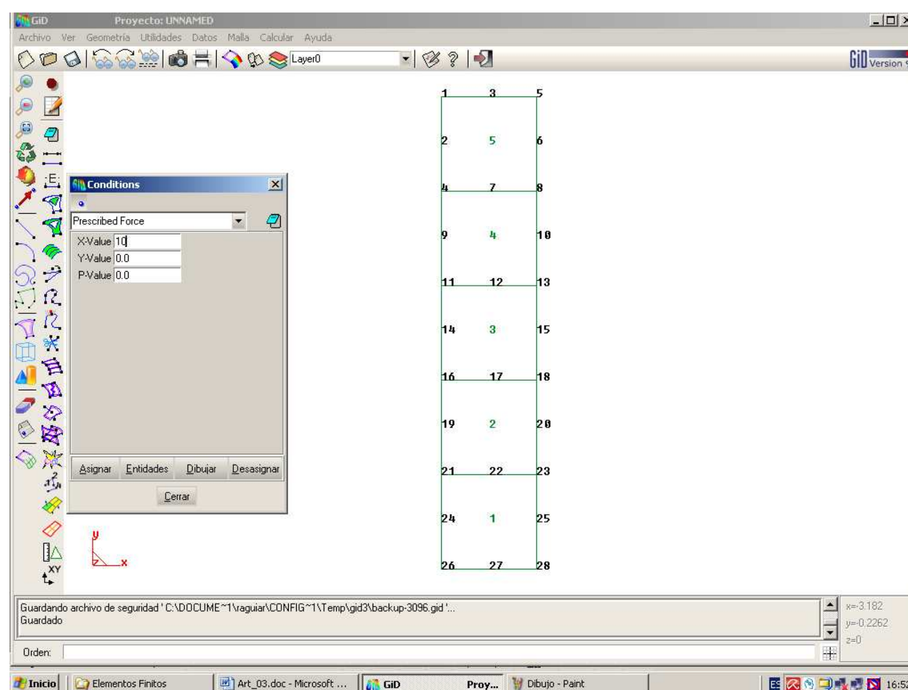


Figura 13 Asignación de fuerzas a los nodos.

Se selecciona ASIGNAR, luego con el Mouse se indica el nodo que tiene esas fuerzas, se lo indica y se coloca TERMINAR. Así se procede con todos los nodos cargados.

xi. A la altura de PRESCRIBED FORCE, se encuentra a la derecha un icono de libreta, el mismo que se selecciona y luego se dan los datos de los materiales del perfil de suelo. En la figura 14 se indican los datos que se han dado para el presente problema.

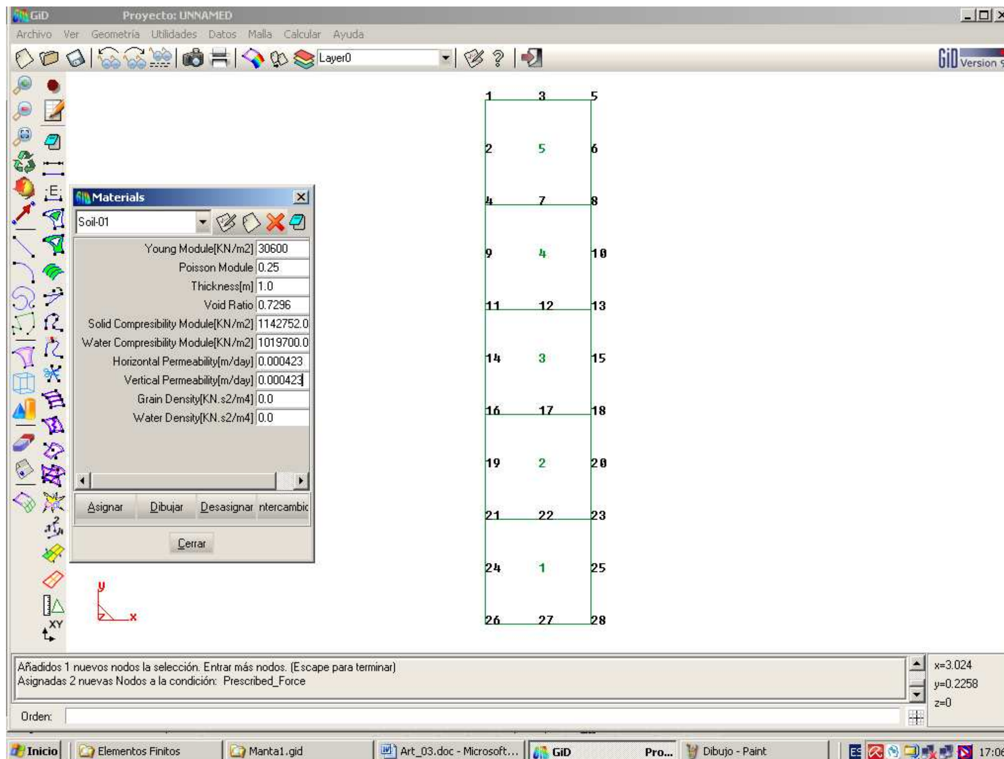


Figura 14 Propiedades de uno de los suelos.

Ahora se selecciona ASIGNAR, como todos los elementos tienen el mismo material con el Mouse se selecciona un rectángulo y se asigna a toda la malla, finalmente se coloca TERMINAR.

xii. Ahora se dan datos para la forma como se aplican las cargas en los nodos, para esto se selecciona CONDICIONES.

xiii. Se graban los datos, para lo cual se da un nombre que será el de la carpeta que se crea en CONSAT. En este caso se ha llamado MANTA1.

xiv. Finalmente se selecciona el icono CALCULAR. Con lo que se crean las siguientes carpetas dentro de MANTA1.

- ***Manta1.dat*** contiene la conectividad de los nodos, de cada uno de los elementos finitos. Los datos creados son:

26	27	28	25	23	22	21	24	1
21	22	23	20	18	17	16	19	1
16	17	18	15	13	12	11	14	1
11	12	13	10	8	7	4	9	1
4	7	8	6	5	3	1	2	1

Los primeros 8 valores corresponden a la numeración de los nodos, en forma antihorario, empezando por el nodo inferior izquierdo.

- ***Manta1-1.dat*** que contiene las coordenadas de los nudos. En total se tienen 28 filas de datos, en cada una de ellas está la coordenada en X, la coordenada en Y., en m.
- ***Manta1-2.dat*** que contiene las restricciones de los nodos. Para el presente ejemplo se tiene.

1 0 0 1	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
3 0 0 1	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
5 1 0 1	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
6 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
8 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
10 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
13 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
15 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
18 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
20 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
23 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
25 1 0 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
26 0 1 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
27 0 1 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00
28 1 1 0	0.00000e+00	0.00000e+00	0.00000e+00

El primer dato es el número del nodo restringido, luego desplazamiento en X, en Y, y presión. Para los nodos 1 y 3 la presión no existe. Para los nodos 26, y 27 los desplazamientos en Y no existen, en cambio los desplazamientos en X en los nodos 6, 8, 10, 13, 15, 18, 20, 23 y 25 son nulos. Se observa que en el nodo 5 no existe desplazamiento en X y presión, y en el nudo 28 son nulos los desplazamientos en X y en Y.

- ***Manta1-3.dat*** que contiene las cargas en los nodos. Para el ejemplo estas cargas valen:

4	1.00000e+01	0.00000e+00	0.00000e+00
11	2.00000e+01	0.00000e+00	0.00000e+00
16	3.00000e+01	0.00000e+00	0.00000e+00
21	4.00000e+01	0.00000e+00	0.00000e+00

Se especifica el número del nodo, la fuerza horizontal, la vertical y la presión.

- **Manta1-4.dat** que contiene las propiedades de los materiales. Para el ejemplo se tiene:

3.06000e+04 2.50000e-01 1.00000e+00 7.29600e-01 1.14275e+06 1.01970e+06 4.23000e-04 4.23000e-04 0.00000e+00 0.00000e+00

Los datos que aparecen son: $E, \nu, e, e_0, k_S, k_W, k_x, k_y, 0\ 0$.

- **Manta1-5.dat** contiene datos de aplicación de la carga, la primera fila de datos es:

0.1 0.100 50 0.01 0.5

Los datos son escalón de aplicación de la carga; convergencia; dato numérico de integración; dT el tiempo como se aplica la carga; θ es para la integración en el tiempo. Las fuerzas horizontales se van a aplicar en 10 intervalos; el dT significa 0.01 de día. Hay 9 filas más de datos con la misma información.

8. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

8.1 Matriz de rigidez de la estructura sin restricciones de los nudos de borde

Se indica a continuación la forma como se obtiene la matriz de rigidez de toda una estructura a partir de la numeración de los nodos que reporta GID. A manera de ejemplo, en la figura 15 se muestra a la izquierda la numeración de los nodos, del elemento finito 4 y a la

derecha los grados de libertad asociados a la numeración de los nodos del GID, los grados de libertad de las presiones están antecedidos con la letra p.

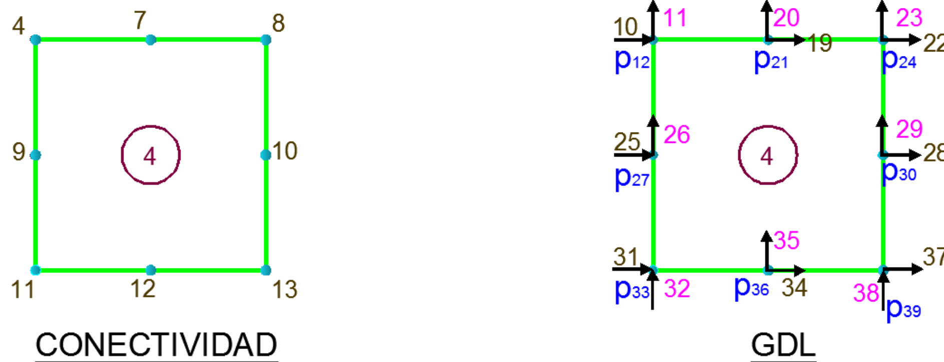


Figura 15 Conectividad y Grados de libertad de los nodos para elemento 4.

Primero se halla la matriz de rigidez del elemento finito para suelo saturado utilizando el programa ***KelemQ8C0Sat***, cuyo marco teórico y forma de uso se detalló en Aguiar y Mroginski (2010). Ahora con relación a la figura 15, en el archivo **Manta1.dat,** está la secuencia de la conectividad, se inicia en el nodo 11, para este nodo se debe obtener los grados de libertad 31, 32 y 33. Esto se lo realiza con las siguientes ecuaciones:

filag=(nodoi-1)*ndofn+igl
colug=(nodoj-1)*ndofn+jgl (2)

Donde ***nodoi, nodoj***, es la identificación del número del nodo, para el ejemplo se inicia en 11; ***ndofn*** es el número de grados de libertad que se considera por nodo, en este caso 3; ***igl, jgl*** son contadores que varían de 1 a ***ndofn; filag, colug***, identifican los grados de libertad de nodo considerado, que va a ser ensamblado. Una ecuación similar a la (2) se utiliza para encontrar la posición de la fila y columna dentro de la matriz de rigidez del elemento finito, las variables utilizadas son: ***filae, colue.***

Antes de presentar el programa que obtiene la matriz de rigidez de la estructura considerando como que si todos los nodos tienen grados de libertad, es necesario indicar el significado de las variables utilizadas:

$nelem$ es el número del elemento; $nnodo$ es el número de nodos que se considera en el elemento, en este caso es igual a 8; $nnod4$ es el número de nodos de las esquinas del elemento, en este caso es 4; $npoin$ es el número de nodos de la malla (estructura); $nload$ es la cantidad de cargas nodales exteriores; $ngaus$ es el número de puntos que se consideran en la integración por la cuadratura de Gauss, en cada dirección; $ndime$ es la dimensión en la que se trabaja el problema, para el caso plano vale 2; $ndofn$ es el número de grados de libertad que se considera por nodo, para este caso es 3; $nfixe$ es la cantidad de grados de libertad prescritos; $numat$ es el número de materiales diferentes de la estructura; $ninc$ es el número de incrementos de carga; $nstre$ es para identificar el problema que se está resolviendo vale 3 para tensión plana y 4 para deformación plana; $ntype$ es código que se utiliza para indicar si se trata de un material sólido, en este caso vale 1; material saturado, vale 2; material no saturado, vale 3; en este caso $ntype = 2$.

El programa que obtiene la matriz de rigidez de la estructura, por ensamblaje directo se denomina ***EnsamblajeK*** y los datos de entrada son:

$coord$ Matriz de coordenadas nodales; $conec$ Matriz de conectividades; $matpr$ propiedades de los materiales; $timer$ propiedad de la integración en el tiempo; $despG$ es el vector que contiene a los desplazamientos nodales y presiones de poro en coordenadas globales del incremento anterior de carga; $FGlob$ es el vector de cargas generalizadas contiene a las cargas actuantes en los nodos y a las cargas debidas a las presiones de poro; $loads$ es el vector de cargas nodales en coordenadas globales; inc es el número de incremento de carga (forma de aplicar la carga). A continuación se lista el programa.

```
function [KGlob,FGlob,FGele] = EnsamblajeK(coord,conec,matpr,timer,despG,...
    FGlob,loads,inc)
% Ensambla la matriz de Rigidez KGlob y el vector de fuerzas FGlob

global nelem nnodo nnod4 npoin nload ngaus ndime ndofn nfixe numat ninc nstre ntype

KGlob = zeros(ndofn*npoin,ndofn*npoin); %M.R. de toda la estructura.
FGele = zeros(ndofn*npoin,1);
for ielem=1:nelem
  [Kelem,Felem] = KelemQ8C0Sat(ielem,matpr,timer,conec,coord,inc);%M.R. de E.F.
  for inodo=1:nnodo
    nodoi=conec(ielem,inodo);% Se identifica el nodo del E.F. (Fila)
    for igl=1:ndofn % ndofn es el numero de grados de libetad por nudo
      filag=(nodoi-1)*ndofn+igl;% Se identifica el gdl asociado al nodoi
      filae=(inodo-1)*ndofn+igl;% Posicion en M.R. de E.F. de la fila
      for jnodo=1:nnodo
        nodoj=conec(ielem,jnodo); %Se identifica el nodo del E.F. (Columna)
        for jgl=1:ndofn
          colug=(nodoj-1)*ndofn+jgl; % Se identifica el gdl asociado al nodoi
          colue=(jnodo-1)*ndofn+jgl; % Posicion en M.R. de E.F. de la columna
          KGlob(filag,colug)=KGlob(filag,colug)+Kelem(filae,colue); %Ensamblaje
        end
      end
       FGele(filag) = FGele(filag) + Felem(filae) ;
    end
  end
end

return
```

8.2 Matriz de rigidez de la estructura con restricciones de los nudos de borde

La estructura que se está analizando tiene 28 nodos, con el programa ***EnsamblajeK*** se encuentra una matriz de rigidez de la estructura de (28*3,28*3), es decir una matriz de rigidez de 84 por 84. Pero en la figura 5 se aprecia que la estructura tiene 67 grados de libertad, luego la matriz de rigidez tiene que ser de ese orden.

Para encontrar la matriz de rigidez de 67 por 67, se necesitan las restricciones de los nodos, que para el ejemplo se hallan en el archivo: ***Manta1-2.dat***. En base a este archivo se determina los nodos que no tienen grado de libertad y se procede a eliminar la fila y la columna que está asociado al supuesto grado de libertad que se obtuvo con el programa ***EnsamblajeK***. Esto se lo hace con el programa ***CondBorde***, que se lista a continuación.

```
function [KGcon,FGcon,FGlob,ifixe,ndesp] = CondBorde(KGlob,FGlob,fixed,ndesp,iiter)

global nelem nnodo npoin nload ngaus ndime ndofn nfixe numat ninc nstre
ifixe=zeros(ndofn*npoin,2);
for i=1:nfixe
  npos = (fixed(i,1)-1)*ndofn + 1 ;
  j=0 ;
  for idof=npos:ndofn+npos-1
    j=j+1 ;
    ifixe(idof,:) = fixed(i,[j+1 j+ndofn+1]);% Se coloca 1 en los nudos restringuidos
  end
end
```

```
nfix=find(ifixe(:,1)==0); %Vector con los gdl de la estructura, sin restricciones
KGcon=KGlob(nfix,nfix); %Se encuentra la matriz de rigidez para los gdl de la estructura
fix=find(ifixe(:,1)==1); %Se identifica los gdl de los nudos restringuidos

if iiter==1
   FGlob = FGlob - KGlob(:,fix)*ifixe(fix,2)./ninc;% ninc es los incrementos de carga
   ndesp = find(FGlob(:,1)~=0);% Identifica los gdl donde actua la carga y ....
end
FGcon = FGlob(nfix); % Vector de cargas en los gdl reales de la estructura.
return
```

Los datos de ingreso al programa ***CondBorde***, son: $KGlob$, $FGlob$ que contiene la matriz de rigidez y el vector de cargas sin tomar en cuenta las restricciones de los nodos; $fixed$ es la matriz que contiene las restricciones de los desplazamientos y presiones prescritas, para el ejemplo es el archivo ***Manta1-2.dat***, $ndesp$ es un vector que identifica el grado de libertad donde actúa la carga y donde la fuerza es diferente de cero, dado que el problema acoplado de consolidación en suelos saturados es no lineal, el proceso de solución debe ser iterativo, $iiter$ define el número de iteracción que se está realizando.

A la izquierda de la figura 16, se muestra la numeración de los nodos que definió el programa GID y a la derecha se tienen los grados de libertad con los cuales se resuelve la estructura. Nótese que son diferentes a los utilizados en la solución manual, indicada en la figura 5.

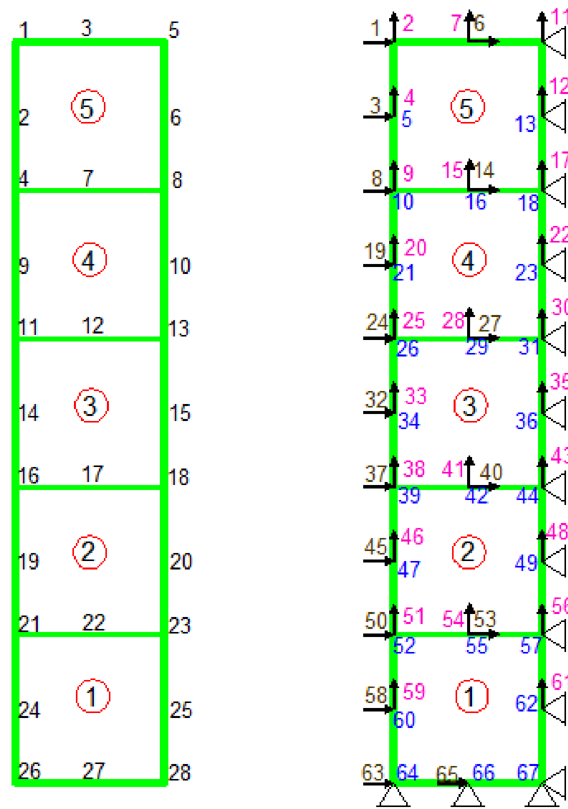


Figura 16 Numeración de nodos y grados de libertad de estructura analizada.

8.3 Vector de cargas en estructura sin restricción de los nudos de borde

En el programa GID se identifican los nodos donde actúa la fuerza horizontal, la fuerza vertical y la presión. Ahora bien, en este apartado se indica como se obtiene el vector de cargas en la estructura sin tener en cuenta las restricciones de los nudos, para cuando solo actúan las fuerzas horizontal o vertical.

Sea ***inodo*** la identificación del nodo cargado, con la ecuación (3) se determina el primer grado de libertad de ese nodo.

$$npos=(inodo-1)*ndofn+1 \quad (3)$$

Donde ***ndofn*** es el número de grados de libertad que se considera por nodo, para el presente caso es 3; ***npos*** es la identificación del grado de libertad horizontal del nodo cargado. El programa que calcula el vector de cargas sin considerar las restricciones de los nudos se denomina ***EnsamblajeF*** y se lo lista a continuación.

```
function FGlob = EnsamblajeF(loads,FGlob,Carga,nload,ndofn)
%%% Ensambla el vector de fuerzas de las cargas exteriores %%%

for ifix=1:nload
  inodo=loads(ifix,1);% Identifica el nodo cargado de acuerdo a numeracion GID
  npos=(inodo-1)*ndofn+1;% Identifica el grado de libertad para fuerza horizontal
  FGlob(npos,1)=FGlob(npos,1)+loads(ifix,2)*Carga;% Coloca la fuerza horizontal
  npos=npos+1; % Identifica el grado de libertad para fuerza vertical
  FGlob(npos,1)=FGlob(npos,1)+loads(ifix,3)*Carga;% Coloca la carga vertical
end
```

8.4 Vector de cargas por la presión de poro

Sea $\boldsymbol{Q_T}$ el vector de cargas. Cuando recién se inicia el problema el vector de cargas está formado exclusivamente por las cargas laterales o verticales pero con el transcurso del tiempo, este vector se incrementa en nuevas filas, debido a la presión de poro $\boldsymbol{P_{PORO}}$ por la presencia del agua. Se destaca que se incrementan las filas asociadas a los grados de libertad de las presiones y se obtiene con la siguiente ecuación.

$$\boldsymbol{Q_T = Q_T + dT * H_{WW} * P_{PORO}} \quad (4)$$

Donde dT es el tiempo como se aplica la carga; $\boldsymbol{H_{WW}}$ es la matriz de rigidez del agua de 4 por 4; $\boldsymbol{P_{PORO}}$ es el vector que contiene las presiones de los poros en las esquinas del elemento finito. El programa que calcula el vector de carga por la presión de poro se denomina: ***FGFlux*** y se lo lista a continuación.

```
function [FGlob] = FGFlux(FGlob,coord,conec,despG,timer,matpr,inc)
% Cálculo del vector de cargas por la presión de poro.

global nelem nnodo nnod4 npoin nload ngaus ndime ndofn nfixe numat ninc nstre ntype

[gausp,weigp] = gauss_points(ngaus); % Valores de la cuadratura de Gauss y sus pesos

DTime = timer(inc,4); % es el tiempo de aplicacion de la carga

for ielem=1:nelem
   corlo = coord(conec(ielem,1:1:nnodo),:); %Coordenada de los nodos del E.F.
   corl4 = corlo([1 3 5 7],:); %Coordenadas de las esquinas del E.F.
   imat=conec(ielem,9); %Identificacion del Tipo de Material

   Kx = matpr(imat,7)./10 ; Ky = matpr(imat,8)./10 ; %se divide por 10 por las unidades
   Kperm = [Kx 0.0 ; 0.0 Ky ]; %Matriz de permeabilidad
   npos  = (conec(ielem,1:2:nnodo)-1).*ndofn+ndime+1; %Numero de nodos esquineros para Presiones
   Pporo = despG(npos); %Presion de Poro de los nodos esquineros
   Hww = zeros(nnod4,nnod4); %Matriz de rigidez del agua
   for igaus=1:ngaus
      psi = gausp(igaus) ;
      for jgaus=1:ngaus
         eta = gausp(jgaus);
         [shap4,deri4] = ShapeQC0(psi,eta,nnod4) ;
         [detJB,DerCa,MatJB] = Jacobian_Matrix(corl4,shap4,deri4,ndime,nnod4)   ;
         difV4 = detJB*weigp(igaus)*weigp(jgaus)*matpr(imat,3)   ;
```

```
        Hww = Hww + DerCa*Kperm*DerCa'.*difV4 ;
      end %jgaus
   end %igaus

   FGlob(npos,1) = FGlob(npos,1) + (DTime.*Hww*Pporo); % Incremento por la presion de poro
end
```

Este programa llama al programa ***gauss_points*** que se lo lista a continuación.

```
function [gausp,weigp] = gauss_points(ngaus)

if ngaus==1
 gausp(1)=0.0;
 weigp(1)=2.0;
elseif ngaus==2
 gausp(1)= -1/(sqrt(3)); %-0.577350269189626
 gausp(2)=  1/(sqrt(3)); %0.577350269189626
 weigp(1)=1.0;
 weigp(2)=1.0;
end
return
```

8.5 Programa Principal

Una vez que se tiene la matriz de rigidez y el vector de cargas se obtienen los desplazamientos horizontal y vertical y las presiones de poro, utilizando la ecuación (1), que era el alcance del artículo sin embargo de ello a continuación se presenta el programa completo de consolidación desarrollado por Mroginski (2008).

```
% Programa para el calculo de suelos saturados 2D con elementos finitos
% Pre-post procesador: GID 9.0.2
% Autor: Mg. Ing. Javier L. Mroginski
% Fecha: 14/06/2010

clc
clear
close all

global nelem nnodo nnod4 npoin nload ngaus ndime ndofn nfixe numat ninc nstre ntype

display('  MEF 2D - elementos Q8C1')

problem='Manta1';%'Q8-1x1Sat'; %'Unidim' %'Zapata' % 'Q8-1x1Sat' %'Pamin5.3.1'; % Nombre del problema a
ser ejecutado

%[conec,coord,fixed,loads,matpr,timer,exp] = input(problem) ;  % Lee los ficheros de entrada

%-----------------INPUT-----------------------------------------------------
conec = load([problem '.dat'])      ;  % Matriz de conectividades
coord = load([problem '-1' '.dat']) ;  % Coordenadas nodales
fixed = load([problem '-2' '.dat']) ;  % Restricciones/Desplazamientos prescriptos
loads = load([problem '-3' '.dat']) ;  % Cargas Nodales en coord globales
matpr = load([problem '-4' '.dat']) ;  % Propiedades Materiales
timer = load([problem '-5' '.dat']) ;  % Propiedades de la integración en el tiempo
nload = size(loads,1);   % cantidad de cargas nodales exteriores
nelem = size(conec,1);   % cantidad de elementos
nnodo = size(conec,2)-1; % número de nodos del elemento
nnod4 = 4 ;              % nodos de esquina (elemento Q8, 2D
ngaus = 2 ;              % número de ptos. de Gauss por dirección
ndime = size(coord,2);   % dimension del problema
npoin = size(coord,1);   % número de nodos totales de la malla
nfixe = size(fixed,1);   % cantidad de grados de libertad prescriptos
numat = size(matpr,1);   % numero de materiales distintos
ninc  = size(timer,1);   % numero de incrementos de carga
nstre = 4 ;              % 3: para EPT , 4: para EPD
ntype = 2 ;              % 1: Solidos , 2: Suelos Saturados , 3: Suelos No Sat.
ndofn = ndime+(ntype-1); % grados de libertad por nodo
DESP = zeros(ninc , 1) ;
```

```
PPOR = zeros(ninc , 1) ;
EXP = [DESP PPOR] ;
%------------------------------------------------------------------------

StresG = zeros(4,ngaus*ngaus*nelem) ; StresT = zeros(4,ngaus*ngaus*nelem) ;
StraiG = zeros(4,ngaus*ngaus*nelem) ; StraiT = zeros(4,ngaus*ngaus*nelem) ;
despG  = zeros(ndofn*npoin,1)       ; despT  = zeros(ndofn*npoin,1)       ;
Tload  = zeros(ndofn*npoin,1)       ; Eload  = zeros(ndofn*npoin,1)       ;
FGlob  = zeros(ndofn*npoin,1)       ;

ndesp = []; safe=[] ; DESP=[];

figure(1) ;
plotter(coord,conec,nelem,nnodo,'b-') %grafica la malla indeformada con azul

figure(2) ; hold on ; grid ;
figure(3) ; hold on ; grid ;
Carga=0; tol=0; maxit=0; DTime=0; Theta = 0; Time=0.0;

for inc=1:ninc
   Carga = timer(inc,1) ; tol = timer(inc,2)   ; maxit = timer(inc,3) ;
   DTime = timer(inc,4) ; Theta = timer(inc,5) ;
   fprintf ('--> Incremento de carga : %3i \t  \n',inc);
   deAnt = despT ; iiter = 0 ; conv = 1.0; Time = Time+DTime;

   FGAnt = FGlob ;
   FGele = zeros(ndofn*npoin,1) ;
   FGlob = EnsamblajeF(loads,FGlob,Carga,nload,ndofn) ;
   FGlob = FGlob - FGAnt ;

   [FGlob] = FGFlux(FGlob,coord,conec,despT,timer,matpr,inc) ;
   while conv==1
      iiter = iiter + 1 ; fprintf ('> Iteraccion : %3i \t  \n',iiter) ;
      if iiter>=maxit+1
         disp('> Se supero el maximo nro de iteraciones ')
         sound(wavread('aycaramba.wav'),23000) ;
         return
      end

      [KGlob,FGlob,FGele] = EnsamblajeK(coord,conec,matpr,timer,despG,...
         FGlob,loads,inc);
      [KGcon,FGcon,FGlob,ifixe,ndesp] = CondBorde(KGlob,FGlob,fixed,ndesp,iiter);
      despl=KGcon\FGcon;
      despG(find(ifixe(:,1)==1))=ifixe(find(ifixe(:,1)==1),2).*(1/ninc) ;
      despG(find(ifixe(:,1)==0))=despl ;

      [StresG,StraiG] = StressReductionEL(despG,matpr,conec,coord,StresT,StraiT) ;

      [ResEn] = Conver_Energy(despG,conec,coord,matpr,StresG,loads, ...
                        FGlob,FGAnt,ifixe) ;
      if ResEn<=tol %ResPl<=tol|ResPS<=tol
         conv=0;
      else
         FGlob = FGlob - FGele ;
      end
      fprintf ('> Residuo ENERGY: %10.5e  \t  \n',ResEn);
   end %iiter
   StresT = StresG ; StraiT = StraiG ;
   despT = deAnt+despG;  %StresT = StresT+StresG ; StraiT = StraiT+StraiG ;
   coord2 = actual_coord(coord,npoin,ndofn,despT);
   figure(1) ; plotter(coord2,conec,nelem,nnodo,'r-') %grafica la malla deformada con rojo

   inodo = 8 ; %4 ; %8 ; % 237   ; % nodo a graficar
   gl = 2 ;    % 1=x, 2=y, 3=L, 4=Lx, 5=Ly, 6=Lxy
   if strcmp(problem,'Unidim2D')==1
     inodo = 4 ; gl = 2 ;
   elseif strcmp(problem,'Q8-1x1Sat')==1
       inodo = 1 ; gl = 2; % para presion de poro (Fig 3)
   end
   [safe] = GraficoXY(inodo,gl,Time,EXP,coord,matpr,npoin,ndofn,inc,despT,StraiT,StresT,KGlob,safe) ;

   GID_result(inc,problem,despT,StraiT,StresT); %RESULTADOS PARA GID
pause(0.1)
```

```
end % inc
hold off ; %figure 2; hold off ; %figure 3

coord = actual_coord(coord,npoin,ndofn,despG);
figure(1) ; plotter(coord,conec,nelem,nnodo,'r-') %grafica la malla deformada con rojo
hold off ; %figure 1

GID_mesh(problem,coord,conec); % Geometria para el postproceso del GID 9.2

disp('****** THE END ******')
```

9. PROGRAMA GID COMO POST PROCESADOR

Una vez que se ejecuta el programa de elementos finitos se deben generar archivos con la extensión ***FLAVIA.RES*** y ***FLAVIA.MSH***. El nombre que antecede a estos archivos es aquel que se lo dio cuando se utilizó el programa GID como Pre Procesador. Estos dos archivos se crean directamente dentro de la carpeta **Manta1**, para el ejemplo que se está desarrollando, si no es así se deben copiarlos e insertarlos en esta carpeta, que forma parte de **CONSAT.**

- Ahora se ingresa al programa GID, se abre la carpeta **Manta1** y se cambia la modalidad de trabajo de Pre Procesador del GID a Post Procesador seleccionando la tecla que está señalada con una flecha roja, en la figura 17. (Ver parte superior el 9 icono).

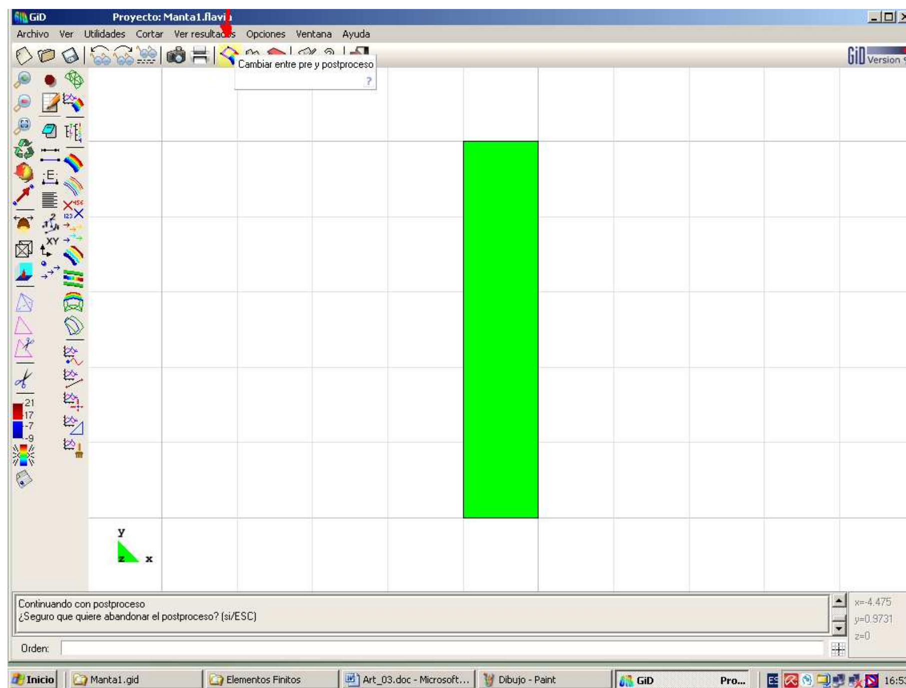


Figura 17 Se cambia de Pre Procesador a Post Procesador

- Para ver resultados se sigue la secuencia indicada en la figura 18. Se selecciona el icono ***Ver resultados***, luego la forma como desea ver esos resultados, en este caso se ha seleccionado ***Áreas coloreadas***, luego se indica que tipo de resultado se desea ver, en este caso ***Displacement*** y finalmente el sentido de los desplazamientos, en el ejemplo se ha seleccionado ***X Displacement***. Al dar click se encuentran los desplazamientos mostrados en la figura 19.

  En la figura 19 se aprecia que los mayores desplazamientos se tienen en los puntos donde se aplican las cargas y se van atenuando hacia la derecha debido a

que en el extremo se tiene confinado el suelo. Las mayores cargas laterales se colocaron conforme se incrementa la altura en consecuencia los mayores desplazamientos laterales se tienen en la parte inferior.

Los datos que se utilizaron son los correspondientes a un perfil de suelo semejante al suelo del Núcleo de la Presa la Esperanza y con los valores mínimos, de tal manera que para comparar estos resultados con los indicados en la tabla 5 se deben ver los mostrados en la parte superior izquierda para el modelo de 8 nodos, para los grados de libertad 2, se obtuvo 0.0016 m., para el grado de libertad 3 se halló 0.0012 m., para el grado de libertad 4 se encontró 0.0008 m., y para el grado de libertad 5 se tuvo 0.0004 m.

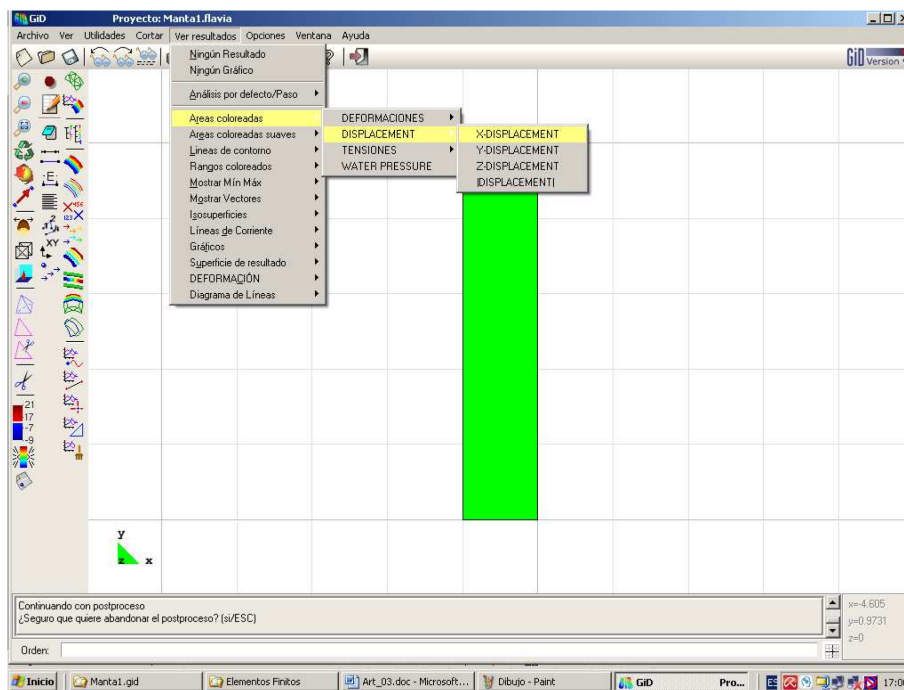


Figura 18 Procedimiento a seguir para ver resultados.

En la parte inferior de la figura 10 se indica que los desplazamientos encontrados son para el paso 10. Se recuerda que se dieron 10 escalones de carga.

Para ver las cantidades indicadas de los desplazamientos se ingresa al archivo **Manta1.flavia.res**, se visualiza los resultados con **Word**, agrandando la presentación . Ahí aparece el paso de carga y los valores encontrados.

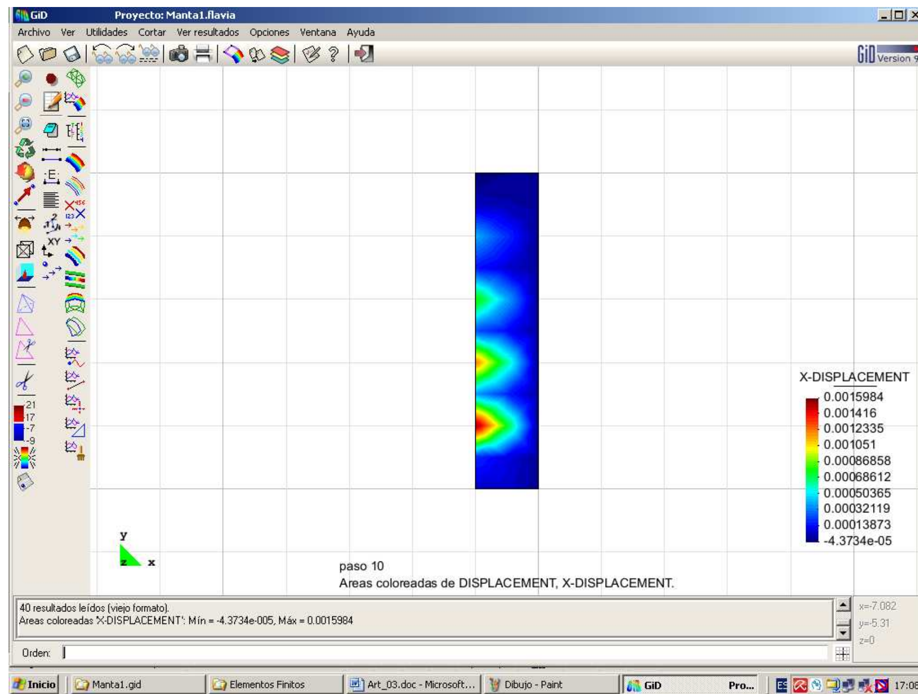


Figura 19 Desplazamientos horizontales de columna de suelo confinada.

10. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Se ha encontrado la respuesta estática de una columna de suelo confinado, sometido a presión hidrostática del agua, empleando dos modelos de elementos finitos, el **Q4** y el **Q8**; en el primer modelo no se considera la presencia del agua, en cambio en el segundo si se lo toma en cuenta, la solución se lo ha realizado aplicando toda la carga en un solo instante de tiempo. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 5 para los tres tipos de suelo y para las dos condiciones de valores mínimos y máximos; se observa que los desplazamientos encontrados con los dos modelos son semejantes.

Posteriormente, se ilustró el uso del Programa GID, en las etapas de Pre y Post Proceso, con los datos de la columna de suelo confinado y se presentó los programas con los cuales se realiza el análisis estático. Se aspira de esta manera haber contribuido al desarrollo y enseñanza de los elementos finitos en suelos saturados.

REFERENCIAS

1. Aguiar R., Mroginski J. L. (2010), “Matriz de rigidez para un elemento finito de suelo saturado en dos dimensiones”, *Revista Ciencia. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército,* **13 (2)**, 119-140, Quito.
2. Aguiar R., (2010), “CEINCI-LAB un software educativo desarrollado en la ESPE”, *Revista ESPEctativa, Escuela Politécnica del Ejército,* 12-13, Quito.
3. Aguiar R., (2004), *Análisis Matricial de Estructuras,* Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Tercera Edición, 550 p., Quito.
4. Dragados y Construcciones (1994), *Plano definitivo de la Presa “La Esperanza”,* Perfil longitudinal-secciones tipo y detalles de coronación.
5. Dragados y Geosisa, (1995), *Memoria descriptiva del tratamiento de cimentación de la presa La Esperanza,* Centro de Rehabilitación de Manabí CRM, Ecuador.
6. Intecsa y Geosisa, (1982), *Estudios adicionales para el rediseño de la presa La Esperanza del Proyecto Carrizal Chone,* Informe Geotécnico, Centro de Rehabilitación de Manabí, CRM., Ecuador

7. Mroginski J., (2008), *Geomecánica no lineal aplicada a problemas ambientales en medios porosos parcialmente saturados,* Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Departamento de Mecánica Aplicada, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Nordeste, 98 p., Corrientes, Argentina.
8. Oñate E., (1992), “Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos. Análisis Estático Lineal”, *Centro Internacional de Métodos Numéricos, Universidad Politécnica de Cataluña,* Primera Edición, 838 p., Barcelona, España.
9. Zárate F., Sala E., Marcipar J., (2001), *Manual de usuario del GID,* Centro Internacional de Métodos Numéricos, Universidad Politécnica de Cataluña, Versión 2.0 Se encuentra en http:/www.cimne.upc.es/caltep/manual/manual-page.htm.